

# **CONTROLO DA SEGURANÇA HIDRÁULICO-OPERACIONAL DA BARRAGEM DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE REBORDELO**

**CÉLIA CRISTINA AMORIM SOUSA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA**

---

Orientador: Professor Doutor Rodrigo Jorge Fonseca de Oliveira Maia

---

Coorientador: Engenheira Irene Monteiro Ramos Chaves Fernandes

JUNHO DE 2015

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

Ao meu Avô

*Não sei por onde vou, Não sei para onde vou. Sei que não vou por aí!*

*José Régio*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Doutor Rodrigo Maia por ter possibilitado a realização deste trabalho e pelas linhas orientadoras com que o conduziu.

À Eng.<sup>a</sup> Irene Chaves pelo incondicional e incansável apoio e pela exigência que incutiu, permitindo que os objetivos fossem alcançados.

Ao Eng.<sup>o</sup> Dias da Silva, pela oportunidade única que me proporcionou e pela amabilidade com que me recebeu.

A todo o Departamento de Hidráulica pela simpatia e disponibilidade com que me brindaram. Agradeço em particular, aos Eng.<sup>os</sup> João Miguel Oliveira e Manuel Oliveira pela prontidão com que esclareceram as mais diversas questões e pelas sugestões apontadas, à Eng.<sup>a</sup> Maria João Gavina pela contribuição e elementos disponibilizados, às Eng.<sup>as</sup> Ana Catarina Ferreira e Joana Fonseca, acima de tudo, pelos conselhos, pela amizade e pelo companheirismo.

Ao Eng.<sup>o</sup> Augusto Faria pela prontidão com que se disponibilizou e pelas sugestões apontadas.

Ao Arquiteto Brás da Silva e ao Desenhador José Marques pela simpatia e disponibilidade, assim como pelos esclarecimentos de AutoCad.

À EDP Gestão da Produção de Energia S.A. agradeço a possibilidade de realizar a dissertação em ambiente empresarial, contribuindo para que desenvolvesse um conjunto alargado de competências técnicas e humanas.

À minha Família e ao Manel agradeço todo o apoio, incentivo e paciência.



## **RESUMO**

A gestão eficaz dos recursos hídricos requer a construção de barragens que permitam a retenção de água tendo em vista, nomeadamente, o abastecimento às populações, a rega, o controlo de cheias, a produção de energia e a navegação.

A consciencialização do risco potencial associado às barragens tem sido reforçada ao longo dos anos devido aos acidentes, nalguns casos catastróficos, ocorridos em barragens, quer antigas, quer recentes. Entre as causas de rutura de barragens importa salientar que cerca de 40% envolveram fatores hidráulico-operacionais, designadamente a insuficiente capacidade de vazão ou o inadequado funcionamento dos descarregadores de cheias.

Neste contexto, verificou-se uma evolução significativa na legislação para o controlo da segurança nas várias fases da vida destas obras: projeto, construção e primeiro enchimento, exploração e abandono.

A presente dissertação, realizada em ambiente empresarial (EDP Produção), tem como objetivo a avaliação da capacidade da barragem do aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo (concluída em 2006), para satisfazer as exigências de comportamento hidráulico-operacional dos seus órgãos de segurança, tendo em vista a deteção oportuna de eventuais anomalias e uma intervenção eficaz, caso necessário.

Embora a barragem de Rebordelo seja uma grande barragem (com 35 m de altura) de construção recente, a EDP considerou pertinente a análise das suas condições de segurança hidráulico-operacional em virtude de ter sido adquirida em 2008, já em fase de exploração, não se dispondo de documentação completa devidamente detalhada relativa às fases de projeto e construção.

A avaliação anteriormente referida compreende a revisão da cheia de projeto da barragem, por aplicação de métodos estatísticos e do modelo precipitação-escoamento HEC-HMS e a análise da adequação dos órgãos hidráulicos de segurança (descarregador de cheias e descarga de fundo) face às exigências da legislação em vigor, atentas também as condições de conservação da obra e de exploração do empreendimento.

**PALAVRAS-CHAVE:** barragem, órgãos hidráulicos de segurança, segurança hidráulico-operacional, cheia de projeto, métodos estatísticos, modelo precipitação-escoamento HEC-HMS.





## **ABSTRACT**

The efficient management of hydraulic resources requires the construction of dams to allow water storage and permit water supply to populations, irrigation, flood control, energy production and navigation.

The perception of potential risks associated with dams has been reinforced over the years due to the number of incidents, some of them catastrophic that occurred in both recent and old dams. Among the causes that lead to dam breaks it is important to highlight that around 40% are connected to hydraulic operational factors, mainly insufficient discharge capacity and malfunction of the spillways.

In this case, it is remarkable the significant evolution of the legislation area for control of security in several phases of the work: project, construction, first filling of the reservoir, operation and decommissioning.

This dissertation, developed in corporate environment (EDP Produção), intends to assess the adequacy of the safety discharge devices (spillway and bottom outlet) of Rebordelo dam (finished in 2006), in order to identify possible malfunctions or non-conformities, satisfying the legislation requirements and promoting an effective intervention if necessary.

Although Rebordelo dam is a recently built large dam (35 m height), EDP considered to be important to analyze the hydraulic safety devices, since this dam was only acquired by EDP in 2008, already in operation, lacking complete and detailed documentation of design and construction phases.

This thesis aims to review Rebordelo dam design flood through the application of statistical methods and the precipitation-runoff model HEC-HMS, and to analyze the suitability of the safety discharge devices in accordance with the current legislation.

**KEY WORDS:** dam, hydraulic safety devices, hydraulic operational safety, design flood, statistical methods, hydrologic model HEC-HMS.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	V

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	3

<b>2. SEGURANÇA HIDRÁULICO-OPERACIONAL DE BARRAGENS .....</b>	<b>5</b>
2.1. SUMÁRIO .....	5
2.2. IMPORTÂNCIA DA SEGURANÇA HIDRÁULICO-OPERACIONAL .....	5
2.3. RUTURA DE BARRAGENS .....	6
2.3.1. Análise estatística de rutura de barragens .....	6
2.3.2. Exemplos de rutura de barragens .....	9
2.4. ENQUADRAMENTO LEGISLATIVO .....	12
2.4.1. Enquadramento histórico da legislação portuguesa de segurança de barragens .....	12
2.4.2. Legislação em vigor .....	12
2.4.3. Entidades envolvidas .....	15
2.4.4. Controlo da segurança hidráulico-operacional .....	17

<b>3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CHEIAS .....</b>	<b>19</b>
3.1. SUMÁRIO .....	19
3.2. MÉTODOS EMPÍRICOS .....	19
3.2.1. Métodos empíricos não cinemáticos .....	19
3.2.2. Métodos empíricos cinemáticos ou semi-empíricos .....	21
3.2.2.1. Tempo de concentração .....	21
3.2.2.2. Fórmulas cinemáticas ou semi-empíricas .....	22
3.3. MÉTODOS BASEADOS NA ANÁLISE ESTATÍSTICA .....	23
3.3.1. Testes de aleatoriedade .....	24

3.3.2. Ajustes das funções de distribuição de probabilidade .....	28
3.3.2.1. Métodos de ajuste .....	29
3.3.2.2. Funções de distribuição de probabilidade.....	29
3.3.3. Avaliação da qualidade dos ajustes .....	33
3.3.4. Extrapolação dos caudais de ponta de cheia para o período de retorno pretendido .....	36
<b>3.4. MÉTODOS BASEADOS EM DADOS DE PRECIPITAÇÃO.....</b>	<b>37</b>
3.4.1. Método do hidrograma unitário .....	37
3.4.2. Modelos de simulação hidrológica .....	38
3.4.2.1. Escolha do modelo.....	39
3.4.2.2. Registos utilizados nos modelos de simulação.....	39
3.4.2.3. Calibração do modelo .....	41
3.4.2.4. Técnicas de ajuste dos parâmetros .....	41
3.4.2.5. Programa de cálculo automático HEC-HMS.....	41

<b>4. REVISÃO DA CHEIA DE PROJETO DA BARRAGEM DE REBORDELO .....</b>	<b>45</b>
<b>4.1. SUMÁRIO.....</b>	<b>45</b>
<b>4.2. BREVE CARATERIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE REBORDELO .....</b>	<b>45</b>
<b>4.3. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA BACIA HIDROGRÁFICA .....</b>	<b>46</b>
<b>4.4. CHEIA DE PROJETO INICIAL.....</b>	<b>47</b>
<b>4.5. NOVA CHEIA DE PROJETO.....</b>	<b>48</b>
4.5.1. Dados hidrometereológicos gerais.....	48
4.5.1.1. Caudais instantâneos máximos anuais.....	48
4.5.1.2. Precipitações máximas anuais em 24 horas.....	49
4.5.2. Dados hidrometereológicos referentes a eventos específicos .....	50
4.5.3. Estudo de precipitações extremas .....	54
4.5.3.1. Precipitações máximas em 24 horas .....	54
4.5.3.2. Precipitações com duração diferente de 24 horas.....	56
4.5.3.3. Hietograma de cálculo.....	57
4.5.4. Simulação hidrológica .....	60
4.5.4.1. Caraterização do modelo .....	62
4.5.4.2. Calibração do modelo .....	62
4.5.4.3. Simulação da cheia no local da barragem .....	65
4.5.5. Análise estatística de caudais .....	67

4.5.6. Síntese de resultados.....	70
<b>4.6. COMPARAÇÃO DA NOVA CHEIA DE PROJETO COM A CHEIA INICIAL .....</b>	<b>70</b>

## **5. ANÁLISE DA ADEQUAÇÃO DOS ÓRGÃOS DE SEGURANÇA DA BARRAGEM DE REBORDELO .....**

73

### **5.1. SUMÁRIO.....**

73

### **5.2. DESCARREGADOR DE CHEIAS.....**

73

#### 5.2.1. Descrição do dispositivo existente .....

73

#### 5.2.2. Funcionamento hidráulico .....

76

##### 5.2.2.1. Curva de vazão .....

76

##### 5.2.2.2. Amortecimento da cheia de projeto.....

79

##### 5.2.2.3. Alcance e efeito erosivo do jato .....

81

#### 5.2.3. Verificação da folga .....

85

#### 5.2.4. Medidas propostas .....

86

### **5.3. DESCARGA DE FUNDO.....**

86

#### 5.3.1. Descrição do dispositivo existente .....

86

#### 5.3.2. Funcionamento hidráulico .....

87

##### 5.3.2.1. Curva de vazão .....

87

##### 5.3.2.2. Alcance e efeito erosivo do jato .....

91

##### 5.3.2.3. Esvaziamento da albufeira .....

92

#### 5.3.3. Operacionalidade dos equipamentos.....

93

#### 5.3.4. Medidas propostas .....

94

## **6. CONCLUSÕES .....**

95

## **BIBLIOGRAFIA .....**

99



## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1. Vale de Vajont, antes da rutura da barragem ( <a href="http://www.environmentandsociety.org">www.environmentandsociety.org</a> ). ....	10
Figura 2.2. Vale de Vajont, após rutura da barragem ( <a href="http://www.environmentandsociety.org">www.environmentandsociety.org</a> ). ....	10
Figura 2.3. Barragem de Tous, após rutura ( <a href="http://www.impact-project.net">www.impact-project.net</a> ). ....	11
Figura 2.4. Barragem dos Hospitais, vista de montante, após rutura ( <a href="http://www.proteccaocivil.pt">www.proteccaocivil.pt</a> ). ....	11
Figura 3.1. Organização da componente de precipitação-escoamento (HEC-HMS). ....	42
Figura 4.1. Curva hipsométrica da bacia hidrográfica do rio Rabaçal no local da barragem de Rebordelo. ....	46
Figura 4.2. Hidrograma da cheia de projeto inicial afluente à barragem de Rebordelo (T=1000 anos). ....	48
Figura 4.3. Postos pluviométricos considerados no estudo. ....	50
Figura 4.4. Hietograma observado no posto udográfico de Travancas. Cheia de janeiro de 1962. ....	52
Figura 4.5. Hietograma observado no posto udográfico de Moimenta da Raia. Cheia de janeiro de 1962. ....	52
Figura 4.6. Hietograma observado no posto udográfico de Moimenta da Raia. Cheia de dezembro de 1989. ....	53
Figura 4.7. Hidrograma observado na E.H. de Rebordelo. Cheia de janeiro de 1962. ....	53
Figura 4.8. Hidrograma observado na E.H. de Rebordelo. Cheia de dezembro de 1989. ....	54
Figura 4.9. Isoietas das precipitações máximas anuais em 24 horas (T=1000 anos). ....	57
Figura 4.10. Sub-bacias da bacia hidrográfica dominada pela barragem de Rebordelo. ....	59
Figura 4.11. Esquema topológico adotado para o HEC-HMS. ....	61
Figura 4.12. Isoietas da cheia de janeiro de 1962. ....	63
Figura 4.13. Isoietas da cheia de dezembro de 1989. ....	64
Figura 4.14. Hidrograma resultante da calibração do modelo. Cheia de janeiro de 1962. ....	65
Figura 4.15. Hidrograma resultante da calibração do modelo. Cheia de dezembro de 1989. ....	65
Figura 4.16. Hidrogramas de cheia afluentes à barragem de Rebordelo, obtidos por simulação hidrológica (T=1000 anos). ....	67
Figura 4.17. Leis de distribuição ajustadas à série de caudais instantâneos máximos anuais registada na E.H. de Rebordelo (1955/56 a 2004/05). ....	69
Figura 4.18. Hidrogramas da nova cheia de projeto e da cheia de projeto inicial, afluentes à barragem de Rebordelo (T=1000 anos). ....	71
Figura 5.1. Descarregador de cheias da barragem de Rebordelo – vista de jusante. ....	74
Figura 5.2. Planta da barragem de Rebordelo. ....	74
Figura 5.3. Corte longitudinal da barragem de Rebordelo – descarregador de cheias e descarga de fundo. ....	75
Figura 5.4. Assoreamento junto ao açude existente a jusante da barragem de Rebordelo – vista de montante. ....	76
Figura 5.5. Coeficiente de vazão para soleira com paramento de montante vertical (Lemos, 1981). .	77
Figura 5.6. Curva de vazão do descarregador de cheias da barragem de Rebordelo. ....	79
Figura 5.7. Curva de volumes armazenados na albufeira da barragem de Rebordelo. ....	80
Figura 5.8. Amortecimento da cheia de projeto na albufeira de Rebordelo (T=1000 anos). ....	81

Figura 5.9. Método de GUN'KO (Martins, 1977).....	83
Figura 5.10. Alcance e efeito erosivo dos jatos descarregados. ....	85
Figura 5.11. Descarga de fundo da barragem de Rebordelo, em funcionamento.....	87
Figura 5.12. Curva de vazão da descarga de fundo da barragem de Rebordelo.....	91
Figura 5.13. Simulação do esvaziamento da albufeira de Rebordelo pela descarga de fundo. ....	93



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. Número de ruturas por altura das barragens. ....	8
Quadro 2.2. Número de ruturas por décadas do século XX. ....	8
Quadro 2.3. Classes de barragens (RSB). ....	13
Quadro 2.4. Período de retorno da cheia de projeto, em anos (NPB). ....	14
Quadro 3.1. Valores limite da estatística do teste de Wald-Wolfwitz. ....	26
Quadro 3.2. Valores críticos de $R/N$ para diferentes níveis de confiança. ....	27
Quadro 3.3. Valores críticos de $U$ para diferentes níveis de confiança. ....	28
Quadro 3.4. Partições do domínio da função de distribuição $F(x)$ utilizadas na aplicação do teste Qui-Quadrado. ....	34
Quadro 3.5. Ocorrência dos quartis de Huff em percentagem, dada a duração total da chuvada (adaptado de Correia, 1983). ....	41
Quadro 4.1. Caudais instantâneos máximos anuais na E.H. de Rebordelo, considerados no projeto (1955/56 a 1989/90). ....	47
Quadro 4.2. Posto pluviométricos. ....	49
Quadro 4.3. Registos de precipitações diárias. Cheia de janeiro de 1962. ....	51
Quadro 4.4. Registos de precipitações diárias. Cheia de dezembro de 1989. ....	51
Quadro 4.5. Ajustes da distribuição de Gumbel às séries das precipitações máximas em 24 horas (1938/39 a 1994/95). ....	55
Quadro 4.6. Precipitação máxima anual em 24 horas nos postos pluviométricos ( $T=1000$ anos). ....	56
Quadro 4.7. Tempo de concentração da bacia hidrográfica dominada pela barragem de Rebordelo. ....	58
Quadro 4.8. Área das sub-bacias. ....	58
Quadro 4.9. Precipitações máximas anuais em 24 horas nas várias sub-bacias. ....	59
Quadro 4.10. Precipitações com durações diferentes de 24 horas nas várias sub-bacias. ....	60
Quadro 4.11. (1/2) Características fisiográficas consideradas no modelo de simulação hidrológica. ....	61
Quadro 4.12. (2/2) Características fisiográficas consideradas no modelo de simulação hidrológica. ....	61
Quadro 4.13. Áreas de influência dos postos udográficos para cada um dos eventos específicos. ....	62
Quadro 4.14. Valores dos parâmetros do modelo para as cheias analisadas. ....	63
Quadro 4.15. Caudais de ponta de cheia afluentes à barragem de Rebordelo, obtidos por simulação hidrológica ( $T=1000$ anos). ....	67
Quadro 4.16. Caudais de ponta de cheia afluentes à barragem de Rebordelo, obtidos por análise estatística ( $T=1000$ anos). ....	69
Quadro 4.17. Síntese dos resultados obtidos para os caudais de ponta de cheia afluentes à barragem de Rebordelo ( $T=1000$ anos). ....	70
Quadro 5.1. Determinação dos valores de caudal em função da carga. ....	78
Quadro 5.2. Alcance teórico do jato lançado pelo descarregador de cheias. ....	82
Quadro 5.3. Alcance efetivo do jato lançado pelo descarregador de cheias. ....	83
Quadro 5.4. Profundidade da fossa no leito do rio causada por jatos lançados pelo descarregador de cheias. ....	84
Quadro 5.5. Valores considerados no cálculo da perda de carga na descarga de fundo. ....	88

Quadro 5.6. Perdas de carga localizadas. ....	89
Quadro 5.7. Alcance teórico do jato lançado pela descarga de fundo. ....	91
Quadro 5.8. Alcance efetivo do jato lançado pela descarga de fundo. ....	92
Quadro 5.9. Profundidade da fossa no leito do rio causada por jatos lançados pela descarga de fundo. .....	92

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

A evolução da atividade intelectual do Homem, ao longo da sua história, levou ao desenvolvimento de uma cultura cada vez mais vasta e diversificada que lhe permitiu modificar a Natureza à medida que esta lhe foi dando a possibilidade de vivenciar diversas catástrofes naturais. As cheias, como catástrofes naturais, acompanharam o Homem desde a sua origem e são colocadas em destaque no que diz respeito ao desenvolvimento dos conhecimentos dos fenómenos naturais. Na verdade, a necessidade de controlar os fenómenos de natureza hidrológica foi-se tornando um objetivo essencial para garantir a segurança e o desenvolvimento das civilizações. Assim, a proteção contra as cheias possibilitou a ocupação de vales e o desenvolvimento das civilizações, condicionando a ordem de ocupação territorial e o desenvolvimento urbanístico.

Para atingir o objetivo da mitigação dos efeitos provocados pelas cheias, o Homem, fazendo uso do desenvolvimento industrial e dos conhecimentos adquiridos, passou a construir obras específicas que garantem o controlo e a diminuição da probabilidade de ocorrência de inundações em zonas urbanizadas.

As barragens e as respetivas albufeiras têm uma função importante na gestão dos recursos hídricos, constituindo um relevante contributo para a melhoria da qualidade de vida da sociedade, nomeadamente, através da produção de energia, abastecimento às populações, rega e navegação. Contudo, representam também um perigo potencial para os vales a jusante, independentemente da causa e da probabilidade de ocorrência de uma rutura, pois é sempre possível que se venha a verificar a ocorrência de uma falha na capacidade de retenção da água, provocando ondas de inundação, que não são mais do que cheias artificiais. Estas cheias podem ser provocadas por acidentes desencadeados por causas naturais, por exemplo fenómenos atmosféricos, caudais de cheia superiores aos considerados na fase de projeto da barragem, deslizamentos de encostas da albufeira, sismos, entre outros, ou por alguma falha operacional dos órgãos de segurança, levando à destruição, total ou parcial, da estrutura de uma barragem.

Para minimizar o risco de acidentes nas barragens, foi surgindo, ao longo dos anos, legislação no sentido de regulamentar a segurança em todas as fases de vida das mesmas. Em Portugal, o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), publicado em 1990 e revisto em 2007, exige que o controlo da segurança hidráulico-operacional durante a fase de exploração seja efetuado através da verificação e eventual revisão dos critérios de projeto, atentas também as condições de conservação da obra e de exploração do empreendimento.

É neste contexto que a empresa Energias de Portugal – Gestão da Produção de Energia, S.A. (EDP Produção) tem vindo a elaborar estudos de revisão das cheias e de análise da adequação dos órgãos de segurança das barragens existentes ou em construção à data da publicação do RSB. Dos estudos já efetuados resultou a necessidade de realizar o reforço da capacidade de vazão dos descarregadores de cheias das barragens de Paradela, Salamonde e Caniçada, através da construção de descarregadores complementares dos existentes.

Embora a barragem de Rebordelo seja uma grande barragem de construção recente, a EDP Produção considerou pertinente a análise das suas condições de segurança hidráulico-operacional em virtude de ter sido adquirida já em fase de exploração, não se dispondo de documentação completa devidamente detalhada relativa às fases de projeto e construção.

O presente trabalho foi realizado no âmbito da unidade curricular Dissertação, inserida no Mestrado Integrado em Engenharia Civil com especialização em Hidráulica, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). O estudo teve lugar em ambiente empresarial na empresa EDP Produção, mais concretamente na sua Direção de Engenharia de Barragens, no Departamento de Hidráulica.

A dissertação tem como tema o controlo da segurança hidráulico-operacional da barragem do aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo, atualmente em exploração. O aproveitamento está destinado exclusivamente à produção de energia elétrica no quadro da legislação aplicável a produtores independentes com potências instaladas até 10 MW, sendo portanto uma mini-hídrica, apesar da sua barragem, com 35 m de altura, se encontrar na categoria de grande barragem. O seu projeto foi elaborado pela COBA, S.A. para a GERCO, Sociedade de Engenharia Eletrotécnica, S.A., empresa do Grupo ENGIL, encarregada da coordenação e da construção da obra (CNPGB, 2005). A construção do aproveitamento foi iniciada com as empresas Hidroelétrica do Rabaçal – Ponte Lda. e Hidroelétrica de Pinhel Lda. como donos de obra, tendo sido adquirida, ainda em fase de construção, pela empresa PebbleHydro. Em finais de 2006 o aproveitamento foi concluído e em 2008 foi adquirido pela EDP que desde então é responsável pela sua exploração.

## **1.2. OBJETIVOS**

A presente dissertação tem como objetivo a avaliação da capacidade da barragem do aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo para satisfazer as exigências de comportamento hidráulico-operacional dos seus órgãos de segurança, tendo em vista a deteção oportuna de eventuais anomalias e uma intervenção eficaz, caso necessário. Para atingir esse objetivo final definiram-se cinco outros objetivos de estudo.

O primeiro desses objetivos foi a pesquisa sobre as principais causas de acidentes de barragens, designadamente, nos casos de ocorrência de rutura.

O segundo objetivo diz respeito à análise da legislação portuguesa de segurança de barragens, nomeadamente nos aspetos relativos à segurança hidráulico-operacional.

O terceiro objetivo foi a realização de uma pesquisa sobre metodologias de cálculo de cheias aplicáveis ao caso em estudo.

O quarto objetivo foi a revisão da cheia de projeto do respetivo descarregador de cheias. Esta revisão compreendeu, por um lado, a aplicação de métodos estatísticos para analisar valores extremos de

precipitações e caudais, e por outro, simulação hidrológica, recorrendo ao modelo precipitação-escoamento HEC-HMS.

Por último, o quinto objetivo foi a análise da adequação do descarregador de cheias e da descarga de fundo face à legislação portuguesa em vigor e nos casos em que esta é omissa, recorrendo a critérios apresentados em bibliografia da especialidade e tendo em consideração a cheia de projeto determinada neste estudo. Neste âmbito, foi ainda realizada uma inspeção à obra tendo em vista a observação do estado geral de conservação dos órgãos hidráulicos de segurança e a verificação das condições de operação dos respetivos equipamentos.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação desenvolve-se em 6 capítulos, sendo que a forma como se procuram atingir os objetivos definidos se repercute na estrutura do trabalho.

Assim, no presente Capítulo 1 – Introdução, é feito um enquadramento geral do tema a desenvolver, são apresentados os objetivos definidos e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 – Segurança Hidráulico-Operacional de Barragens, aborda-se a problemática da segurança de barragens, com especial foco nos aspetos hidráulico-operacionais. Apresenta-se uma panorâmica geral das potenciais consequências de uma falha na segurança de uma barragem, bem como uma síntese do que a legislação portuguesa de segurança de barragens estipula em relação ao controlo da segurança hidráulico-operacional numa barragem em exploração.

Do Capítulo 3 – Metodologias de Cálculo de Cheias, consta uma síntese de várias metodologias utilizadas para o cálculo de cheias, com particular incidência nas utilizadas no caso em estudo, apresentando-se não só as descrições dos métodos, como também as fórmulas e condições de aplicabilidade dos mesmos.

No Capítulo 4 – Revisão da Cheia de Projeto da Barragem de Rebordelo, define-se a nova cheia de projeto com base na aplicação de métodos estatísticos e de simulação hidrológica e faz-se a comparação com a cheia de projeto inicial.

No Capítulo 5 – Análise da Adequação dos Órgãos de Segurança da Barragem de Rebordelo, é analisada a adequação dos órgãos de segurança à luz da legislação de segurança de barragens em vigor, tendo em consideração o valor da cheia de projeto obtida no capítulo anterior. São também propostas algumas medidas preventivas.

Por último, do Capítulo 6 – Conclusões, constam as principais conclusões retiradas ao longo da dissertação.



# 2

## **SEGURANÇA HIDRÁULICO-OPERACIONAL DE BARRAGENS**

### **2.1. SUMÁRIO**

No presente capítulo são apresentados aspetos relevantes no âmbito da segurança de barragens, em particular da segurança hidráulico-operacional, dado o tema do presente trabalho. Nesse sentido, são também apresentados subcapítulos referentes quer à rutura de barragens, quer ao enquadramento legislativo da segurança hidráulico-operacional.

### **2.2. IMPORTÂNCIA DA SEGURANÇA HIDRÁULICO-OPERACIONAL**

A rutura de uma barragem ou a possibilidade de incidentes que comprometam a sua normal operacionalidade podem ser considerados como fatores de risco para o vale a jusante da mesma, uma vez que o volume de água armazenado a montante pode induzir inundações catastróficas. Assim, a segurança de barragens é um tema de extrema importância e preocupação permanente para as diversas entidades públicas e privadas envolvidas no seu projeto, construção e exploração.

Destacam-se como consequências desastrosas a perda de vidas humanas, danos materiais na barragem e nas zonas atingidas pela onda de cheia (propriedades agrícolas, vias de comunicação, unidades industriais, habitações, etc.), danos indiretos resultantes da interrupção das atividades produtivas nas zonas afetadas e no funcionamento da albufeira, traumas psicológicos e danos físicos nos sobreviventes.

Os avanços na ciência e na engenharia têm permitido diminuir o risco de acidente em novas barragens. Em contrapartida, o número de pessoas que vive ao longo dos vales aumentou significativamente e, o facto de ocorrer uma ocupação urbana muito densa nessas zonas, faz aumentar a preocupação relativamente à sua segurança. É, portanto, constante a reflexão da comunidade técnico-científica sobre medidas preventivas e mitigadoras de riscos no âmbito do controlo de segurança de barragens.

Entende-se por segurança de uma barragem a capacidade da mesma satisfazer as exigências de comportamento relativas a aspetos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais, de modo a evitar a ocorrência de acidentes e incidentes, ou minorar as suas consequências, ao longo da vida da obra. Distingue-se incidente de acidente, consoante a gravidade da anomalia, sendo o primeiro considerado uma anomalia suscetível de afetar, a curto prazo, a funcionalidade da obra e que implica a tomada de medidas corretivas, enquanto o segundo diz respeito a uma ocorrência excecional, ou seja, um facto não previsto ou apenas previsível para um período de ocorrência muito superior ao da

vida da obra, cuja evolução não controlada é suscetível de originar uma onda de inundação. Apesar de todos os esforços, não é realista garantir que uma barragem é totalmente segura, o que faz com que o conceito de risco deva ser sempre considerado, bem como a possibilidade de um incidente ou acidente na barragem, mesmo de ocorrência remota.

Um conceito mais restrito é a segurança hidráulico-operacional, que se entende como a capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento hidráulico-operacional dos órgãos de segurança e exploração, nomeadamente, descarregadores de cheias, descargas de fundo, tomadas de água e equipamentos hidromecânicos, como comportas e válvulas. Esta temática assume particular importância, uma vez que se estima que, em cerca de 40% dos casos observados de ruturas de barragens, há fatores hidráulico-operacionais envolvidos (Martins, 2001). Estes fatores podem assentar em dois níveis distintos, sendo o primeiro relativo a questões de carácter hidrológico, levando a uma subavaliação da cheia de projeto (critérios de projeto inadequados e obsoletos ou utilização de informação incompleta), enquanto o segundo diz respeito a questões de carácter hidráulico-operacional propriamente dito, como por exemplo a deficiente conceção e dimensionamento dos órgãos de descarga, alterações das respetivas condições de exploração, deficiente funcionamento e manutenção dos equipamentos instalados.

## **2.3. RUTURA DE BARRAGENS**

As causas que podem levar à rutura de uma barragem são diversas e esta pode ocorrer devido a um fator isolado ou a um conjunto de fatores combinados. De uma forma geral, podem sintetizar-se essas causas em 3 grandes grupos (ICOLD, 1998):

- Falhas estruturais (erosão interna em barragens de enrocamento, deslizamento, rutura pela fundação ou rutura pelas juntas de contração de barragens de betão);
- Galgamento (descarregadores de cheias com capacidade insuficiente, erros durante operações com comportas ou deslizamentos de terras na albufeira);
- Sabotagem.

Dentro das causas expostas, os principais parâmetros no processo de rutura de uma barragem são o tempo, a forma da rutura e a velocidade de colapso da estrutura da barragem. Todos estes parâmetros dependem, por sua vez, do tipo de barragem, da capacidade resistente dos apoios, dos volumes de aflúências e de água na albufeira, e da dinâmica de caudais quer a montante quer a jusante da barragem.

Como já referido, a rutura de uma barragem e a preocupação associada a esse acidente deve-se ao grande volume de água que esta pode ter armazenada a montante, o que em caso de rutura ocasiona uma onda de cheia inundando o vale a jusante e causando estragos e eventuais perdas de vidas humanas. É de realçar que a gravidade dos danos provocados pela onda de cheia é diretamente proporcional à velocidade de propagação da frente da onda, à sua altura e à duração da inundação, assim como ao caudal sólido transportado.

### **2.3.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA DE RUTURA DE BARRAGENS**

Ao longo dos anos, foram realizadas várias análises estatísticas de ruturas de barragens, no entanto, de uma forma geral, as diferentes análises apresentam universos mal definidos, não sendo claros



aspetos como o intervalo de tempo abrangido, os países envolvidos e os tipos de barragem considerados.

Contudo, em Martins (2001) é apresentada uma análise estatística de rutura de barragens na qual se definiu objetivamente qual o universo considerado:

- Ruturas que implicaram perda de vidas humanas;
- Ruturas posteriores a 1900;
- Ruturas acidentais, isto é, não decorrentes de atos de guerra;
- Ruturas de barragens em exploração ou na fase de primeiro enchimento, excluindo portanto barragens em construção;
- Ruturas em que se dispusesse, pelo menos, de uma descrição sumária.

Desse estudo, foram ainda excluídos diques fluviais e costeiros, como o caso dos diques holandeses, e barragens naturais (rutura de Quebrada La Chapa, Colômbia, em 1963). Adicionalmente, por se tratar especificamente de ruturas, não foram contabilizados acidentes graves com comportas que implicaram a perda de vidas humanas (TorrejónTajo - Espanha, 1965, Wachi - Japão, 1967, e Del Monte- Colômbia, 1976), nem o deslizamento na margem da albufeira de Vajont, Itália, em 1963, que provocou uma das grandes catástrofes dos tempos modernos.

Assim, realizadas as restrições do universo a considerar, o estudo resultou na análise de 40 ruturas, apresentadas no Quadro B.1 do Anexo B. A análise efetuada forneceu resultados em função das causas, do tipo e altura da barragem, da data e do local em que a rutura ocorreu.

#### a) Causas de rutura

Em geral as causas são múltiplas e interdependentes, verificando-se que:

- Existem fatores hidráulico-operacionais envolvidos em cerca de 40% das ruturas;
- Há indicação de galgamento em cerca de metade dos casos;
- Só há praticamente três causas de rutura de barragens, incluindo galgamento, colapso das fundações e erosão interna;
- Fenómenos sísmicos nunca foram a causa da perda de vidas humanas por rutura de barragens, embora tal estivesse em vias de suceder no caso das duas barragens de Van Norman, nos EUA, em 1971.

#### b) Tipo de barragem

Mais de metade das ruturas (21) ocorreram em barragens exclusivamente de terra, 6 ocorreram em barragens exclusivamente de betão e 13 em outros casos, tais como barragens de alvenaria, enrocamento, de cascalho compactado ou mistas.

#### c) Altura da barragem

A distribuição das ruturas por altura apresenta-se no Quadro 2.1:

Quadro 2.1. Número de ruturas por altura das barragens (adaptado de Martins, 2001).

Altura (m)	Nº ruturas
< 11	6
11 - 20	15
21 - 30	7
31 - 40	3
41 - 50	3
51 - 60	0
61 - 70	4
71 - 80	1
81 - 90	0
91 - 100	1

Da análise do quadro anterior, verifica-se que o maior número de ruturas se verificou em barragens de menor altura, havendo maior incidência de ruturas em barragem com alturas entre 11 e 20 m. Por outro lado, nunca se registou a rutura de uma barragem de altura superior a 100 m, o que pode evidenciar que, em geral, nestas últimas o projeto, construção e exploração são mais cuidados.

d) Data de rutura

A distribuição das ruturas por décadas apresenta-se no Quadro 2.2.

Quadro 2.2. Número de ruturas por décadas do século XX (adaptado de Martins, 2001).

Décadas	Nº ruturas
10	4
20	4
30	2
40	1
50	2
60	6
70	11
80	6
90	4

Constata-se uma maior incidência de ruturas no último terço do século XX, facto que pode eventualmente estar relacionado com a intensificação da construção de barragens verificada nessa época.

e) Partes do Mundo

A distribuição das ruturas a nível mundial compreende:

América do Norte (EUA): 13

Américas Central e do Sul: 2

Ásia: 12

Europa: 12

Oceânia (Austrália): 1

De referir que os valores referentes aos EUA e Europa não refletem um menor nível de qualidade da engenharia de barragens, mas seguramente um mais elevado nível de divulgação dos acidentes ocorridos.

### 2.3.2. EXEMPLOS DE RUTURA DE BARRAGENS

Os acidentes decorrentes da rutura de barragens acabam por ter repercussão a nível internacional, não só pela extensão dos danos materiais, mas principalmente pelas perdas de vidas que em geral provocam, podendo afetar as populações ribeirinhas de jusante a quilómetros de distância.

Refere-se o caso da rutura da barragem de Vajont, em Itália, em 1963, a qual constituía à data do acidente a maior barragem do mundo em arco de dupla curvatura, com cerca de 286 m de altura. Apesar de não ter sido contemplada na análise estatística apresentada anteriormente (Martins, 2001), pelos motivos já referidos, entendeu-se que seria importante a sua abordagem por se tratar da pior catástrofe na história da segurança de barragens, uma vez que se registaram cerca de 2000 vítimas mortais.

Na origem do desastre esteve o deslizamento de 200 milhões de m<sup>3</sup> de massa rochosa de um talude da albufeira da barragem, a qual possuía um volume de 150 milhões de m<sup>3</sup> de água. Pese embora saber-se na altura que o maciço envolvente era calcário fortemente fraturado e terem sido executados diversos trabalhos de observação e acompanhamento de eventuais deslizamentos do maciço, verificou-se um escorregamento rapidíssimo devido a chuvas intensas que se iniciaram 10 dias antes da catástrofe. Na sequência do deslizamento ocorrido, o volume de água da albufeira originou uma onda que ultrapassou a cota do coroamento em cerca de 150 m de altura, a qual provocou a destruição total da localidade de Longarone, a jusante da barragem, conforme ilustram as Figuras 2.1 e 2.2.

Conclui-se assim, que é essencial um entendimento profundo e detalhado da geologia da região e, em particular, da fundação da barragem e da albufeira.



Figura 2.1. Vale de Vajont, antes da rutura da barragem ([www.environmentandsociety.org](http://www.environmentandsociety.org)).

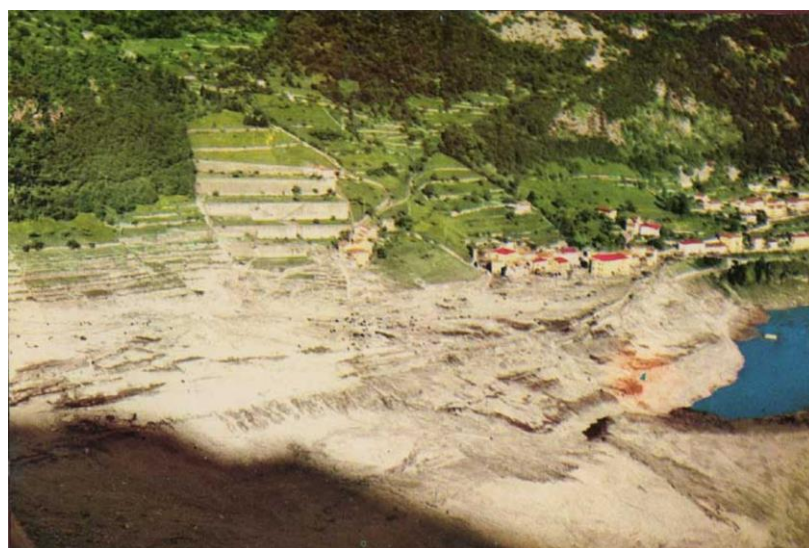


Figura 2.2. Vale de Vajont, após rutura da barragem ([www.environmentandsociety.org](http://www.environmentandsociety.org)).

Outro caso internacional de rutura de grande dimensão diz respeito à barragem de Tous, em Espanha, em 1982 (Figura 2.3). A barragem de Tous era uma barragem de aterro com 69 m de altura e 400 m de desenvolvimento do coroamento, tendo a sua albufeira uma capacidade máxima de 500 milhões de  $m^3$ . Esta estava destinada à regularização de caudais, defesa do vale a jusante contra cheias e ainda constituía uma reserva de água importante para o regadio. Contudo, neste caso, a origem da rutura deveu-se a fatores hidráulico-operacionais, uma vez que a barragem rompeu após galgamento, tendo provocado 8 vítimas mortais, bem como elevados prejuízos económicos, sociais e ambientais. De facto, após a falha na abertura das comportas, estima-se que o volume da albufeira tenha atingido os 600 milhões de  $m^3$ , o que provocou o galgamento da barragem, tendo a onda de inundação gerada afetado uma área de 300  $km^2$  onde cerca de 200 mil pessoas viram as suas habitações afetadas, das quais 100 mil tiveram de ser evacuadas.



Figura 2.3. Barragem de Tous, após rutura ([www.impact-project.net](http://www.impact-project.net)).

Em 1959, deu-se a única rutura de uma grande barragem em Portugal. A barragem de terra de Venda Velha localizada no rio das Enguias, Montijo, com uma albufeira com 4 milhões de m<sup>3</sup> de capacidade, rompeu na sequência de um galgamento devido à insuficiência da capacidade de vazão do descarregador de cheias. Apesar de não ter sido registada qualquer vítima mortal, perderam-se cerca de 350 ha de culturas e 30 ha de terrenos cultiváveis ficaram cobertos por areias da zona do rombo, tendo ainda o curso de água onde se localizava a barragem ficado em grande parte assoreado (INAG, 2001).

No que diz respeito a barragens de menores dimensões, têm ocorrido ruturas de barragens de terra em Portugal por galgamento do coroamento devido a insuficiência dos órgãos de descarga. A barragem dos Hospitais (Figura 2.4) e da Vendinha são dois exemplos de entre muitos outros. Estes casos de rutura são frequentes em pequenas barragens hidroagrícolas, nomeadamente durante invernos chuvosos.



Figura 2.4. Barragem dos Hospitais, vista de montante, após rutura ([www.proteccaocivil.pt](http://www.proteccaocivil.pt)).

Muitos outros casos de rutura de barragens poderiam ser aqui apresentados, no entanto, os exemplos referidos ilustram a dimensão dos estragos causados por fenómenos desta natureza, tanto em relação às diferentes formas como o processo de rutura se pode desenvolver, como no que diz respeito a algumas das causas mais prováveis que estão na sua origem.

## **2.4. ENQUADRAMENTO LEGISLATIVO**

A constatação das perdas causadas pela rutura de barragens, tanto em vidas humanas como em bens materiais, levou à elaboração de legislação, por forma a minimizar o risco de rutura associado a cada barragem. É justamente nesse sentido que surgem os designados regulamentos de segurança de barragens, os quais constituem ferramentas imprescindíveis no controlo de segurança destas obras.

### **2.4.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DA LEGISLAÇÃO PORTUGUESA DE SEGURANÇA DE BARRAGENS**

O primeiro regulamento de segurança de barragens, estabelecido em 1968, foi o Regulamento de Pequenas Barragens de Terra, consubstanciado nos decretos n.º 48 373 e 48 643, respetivamente, de 8 de maio de 1968 e de 23 de outubro de 1968, substituído em 1993 pelo Regulamento de Pequenas Barragens, anexo ao Decreto-Lei n.º 409/93, de 14 de dezembro.

Com a publicação do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), anexo ao Decreto-Lei n.º 11/90, de 6 de janeiro de 1990, estenderam-se as exigências legais de controlo de segurança às grandes barragens. Com vista à boa execução do Regulamento de Segurança de Barragens foram estabelecidas Normas de Projeto de Barragens (NPB) e Normas de Observação e Inspeção de Barragens (NIOB), nos termos das Portarias n.º 846/93 e 847/93, de 10 de setembro de 1993, assim como Normas de Construção de Barragens (NCB), nos termos da Portaria n.º 246/98, de 21 de abril de 1998. A 15 de outubro de 2007 foi aprovado o Decreto-Lei n.º 344/2007, revogando o Decreto-Lei n.º 11/90, de 6 de janeiro de 1990, não tendo sido ainda publicadas as previstas normas de projeto, construção, inspeção e observação de barragens concordantes com o presente regulamento.

### **2.4.2. LEGISLAÇÃO EM VIGOR**

A legislação atualmente em vigor, no âmbito da segurança de barragens, é constituída pelo Regulamento de Pequenas Barragens, pelo Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) e pelas respetivas Normas de Projeto, Construção e Observação e Inspeção de Barragens. No âmbito do presente trabalho serão abordados o RSB e as respetivas normas, designadamente na perspetiva de uma barragem de betão na fase de exploração.

O RSB tem como objetivo a segurança durante todas as fases de vida das barragens, aplicando-se nas seguintes situações:

- Barragens de altura igual ou superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da superfície da fundação até à cota do coroamento, ou a barragens de altura igual ou superior a 10 m cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 1 hm<sup>3</sup>, designadas grandes barragens;

- Barragens de altura inferior a 15 m que não estejam incluídas na situação anterior e cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 100 000 m<sup>3</sup>;
- Outras barragens que, em resultado da aprovação de projetos ou de estudos de avaliação de segurança, sejam incluídas na classe I, do sistema de classificação de barragens.

Para efeitos do RSB, as barragens agrupam-se em função dos danos potenciais associados à onda de inundação correspondente ao cenário de acidente mais desfavorável. Os danos são avaliados na região do vale a jusante da barragem, tendo em conta as vidas humanas, bens e ambiente que a onda de inundação pode afetar. De forma sucinta, a classe da barragem é definida em função da ocupação humana expressa em termos de residentes, bens e ambiente existentes na região do vale a jusante, de acordo com o Quadro 2.3.

Quadro 2.3. Classes de barragens (RSB).

Classe	Ocupação humana, bens e ambiente
I	Residentes em número igual ou superior a 25.
II	Residentes em número inferior a 25, ou infraestruturas e instalações importantes ou bens ambientais de grande valor e dificilmente recuperáveis, ou existência de instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas.
III	Restantes barragens.

Do RSB consta a organização do controlo de segurança, nomeadamente as entidades envolvidas nesse controlo e as competências de cada uma, disposições no âmbito do controlo da segurança nas várias fases da obra, e ainda medidas de proteção civil, nomeadamente no sentido de regulamentar planos de emergência.

As NPB, complementares ao RSB, destinam-se a garantir a sua boa execução e têm por objetivo estabelecer princípios e critérios gerais que devem presidir à elaboração dos projetos, nomeadamente relativos a:

- Estudos a realizar;
- Peças necessárias para as várias fases do projeto;
- Especificidades do projeto de barragens de betão e de barragens de aterro;
- Especificidades do projeto de órgãos de segurança e exploração;
- Albufeira.

As NPB permitem ainda definir o período de retorno da cheia de projeto. Essa definição é função do tipo de barragem, da altura e do risco potencial, sendo que este último aspeto é definido como a quantificação das consequências de um acidente, independentemente da probabilidade da sua ocorrência, e que pode ser graduado em baixo, significativo e elevado de acordo com as perdas de vidas humanas e de bens materiais. Para a sua graduação é necessária a realização de um estudo



de riscos potenciais. Assim, os períodos de retorno das cheias de projeto (em anos) devem ser estabelecidos de acordo com o Quadro 2.4:

Quadro 2.4. Período de retorno da cheia de projeto, em anos (NPB).

Período de retorno (anos)			
Barragem		Risco Potencial	
Betão	Aterro	Elevado	Significativo
$h \geq 100$	$h \geq 50$	10 000 a 5 000	5 000 a 1 000
$50 \leq h < 100$	$15 \leq h < 50$	5 000 a 1 000	1 000
$15 \leq h < 50$	$h < 15$	1 000	1 000
$h < 15$	-	1 000	500

h - Altura da barragem desde a fundação, em metros.

De acordo com o artigo 6º das NPB “a cheia de projeto deve ser fixada recorrendo a métodos estatísticos incorporando a informação histórica disponível, de simulação hidrológica (modelos precipitação-escoamento) e fórmulas empíricas, com a análise crítica dos valores obtidos pelas diferentes vias de cálculo” e “os caudais de dimensionamento dos descarregadores devem ter em conta o amortecimento das cheias na respetiva albufeira e nas albufeiras a montante”.

Por sua vez, as NOIB, complementares ao RSB, têm por objeto os princípios e critérios que devem presidir à execução das atividades de observação e inspeção de barragens, bem como os métodos de garantia de qualidade que lhes devem ser aplicados. Segundo estas, a observação tem como objetivo a avaliação das condições de segurança estrutural, a modelação do comportamento e a aferição dos critérios de projeto, desenvolvendo-se ao longo da vida das obras e compreendendo a realização de diversas atividades, designadamente;

- Planeamento;
- Inspeção visual das obras;
- Instalação, manutenção e exploração de um sistema de observação, compreendendo instrumentos e dispositivos de medida de grandezas selecionadas para o controlo, relativas às ações, às propriedades estruturais e às respostas das estruturas;
- Compilação, análise e interpretação de toda a informação recolhida.

Por outro lado, as inspeções regulamentares, previstas no RSB, têm como finalidade o controlo da segurança e são conduzidas pela autoridade competente em diversos momentos, designadamente durante e no final da construção, antes e após o primeiro enchimento, durante a exploração, e ainda nas fases de abandono e demolição.



#### 2.4.3. ENTIDADES ENVOLVIDAS

À medida que as obras envelhecem faz-se sentir o aumento da preocupação com a preservação da sua natureza, principalmente daquelas que apresentam grandes albufeiras. Como tal, as atenções concentram-se cada vez mais na manutenção e segurança das obras existentes, aproveitando o surgimento de nova informação hidrológica e novas tecnologias de construção.

É neste sentido que há necessidade de nomear entidades da Administração Pública que procedam à fiscalização do cumprimento da legislação de segurança de barragens com capacidades de controlo e prevenção, durante todas as fases de vida da barragem (projeto, construção, enchimento e exploração). Assim, as entidades envolvidas diretamente no âmbito do controlo de segurança de barragens, para além da Comissão de Segurança de Barragens (CSB) e do Dono de Obra, são usualmente as seguintes:

- Agência Portuguesa do Ambiente (APA), com o papel institucional de Autoridade, na aplicação dos normativos de segurança de barragens, em todas as vertentes e fases da vida destas obras, designadamente no que respeita à fiscalização do cumprimento dos normativos de segurança pelos donos de obra;
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), na qualidade de consultor da Autoridade em matéria de controlo de segurança de barragens;
- Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC), como entidade orientadora e coordenadora das atividades de proteção civil ao nível nacional.

Segundo o artigo 10.º do RSB, na fase de projeto “...cabe ao Dono de Obra promover a elaboração do projeto e de todos os estudos de apoio necessários...e submetê-los à aprovação da Autoridade”, pelo que é possível afirmar que a elaboração dos ensaios, projetos e estudos necessários, constitui obrigação legal dos Donos de Obra, enquanto a APA assume responsabilidade de gestão e aprovação do processo, garantindo, por um lado, o conhecimento do panorama da segurança das barragens em Portugal, e, por outro, possibilitando a imposição da concretização das obras necessárias para tal aos respetivos Donos de Obra. Já na fase de exploração, cabem ao Dono de Obra as seguintes atividades (Art.º 10 do RSB):

- Efetuar a exploração de acordo com as regras de exploração da barragem aprovadas pela Autoridade e promover o controlo de segurança das obras;
- Comunicar à Autoridade e aos serviços de proteção civil definidos no plano de emergência interno ocorrências excecionais e circunstâncias anómalas e promover o seu estudo, bem como as medidas convenientes para obviar às suas consequências;
- Manter atualizado o arquivo dos dados obtidos pelo sistema de observação;
- Comunicar ao LNEC a evolução dos níveis da albufeira e enviar os dados obtidos pelo sistema de observação, imediatamente após a sua obtenção e em suporte informático, para as barragens da classe I;
- Submeter à aprovação da Autoridade os projetos de alteração ou ampliação e de reparações a médio ou longo prazo e proceder à sua execução;
- Manter atualizado o livro técnico da obra;
- Manter atualizado o arquivo técnico da obra;
- Manter atualizado o plano de emergência interno;

- Informar os serviços de proteção civil definidos no plano de emergência interno das alterações efetuadas que influenciem os danos potenciais para barragens de classe I;
- Promover as adaptações do plano de observação.

A APA, como Autoridade instituída pelo RBS, tem como competências gerais no controlo de segurança de barragens (Art.º 6), as seguintes atividades:

- Promover e fiscalizar o cumprimento do RSB;
- Promover a intervenção do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nos termos do RSB;
- Colaborar com a ANPC no planeamento e acompanhamento de situações de emergência;
- Determinar a elaboração de estudos e ensaios, bem como a realização de trabalhos e outras medidas necessárias para a garantia da qualidade da obra e da segurança de pessoas e bens;
- Intervir, em caso e na medida de incumprimento das disposições do presente Regulamento por parte do Dono de Obra, podendo determinar o condicionamento da exploração ou mesmo a demolição da barragem e ressarcir-se dos respetivos custos.

No âmbito do controlo da segurança, ao LNEC compete (Art.º 7) realizar estudos e ensaios, que lhe sejam solicitados pela Autoridade, podendo elaborar, adaptar, atualizar e controlar a execução do plano de observação, do plano de primeiro enchimento ou de enchimento após esvaziamento prolongado da albufeira. Adicionalmente, compete ainda ao LNEC, para barragens de classe I, ou para outras barragens, sempre que a Autoridade o solicitar, as seguintes atividades:

- Promover a constituição de um arquivo informático dos dados dos sistemas de observação das barragens e explorar esse arquivo de modo a manter um conhecimento atualizado do comportamento das barragens;
- Acompanhar o comportamento das barragens ao longo da vida das obras e elaborar pareceres durante o primeiro enchimento ou enchimento após esvaziamento prolongado, bem como relatórios durante e no final do primeiro período de exploração definido no plano de observação;
- Analisar os relatórios do comportamento de barragens posteriormente ao primeiro período de exploração;
- Efetuar inspeções e elaborar em caso de ocorrências excecionais ou de circunstâncias anómalas.

No que respeita às responsabilidades da ANPC, para barragens de classe I, compete-lhe o desenvolvimento das seguintes tarefas (Art.º 8):

- Emitir parecer sobre o plano de emergência interno, nomeadamente nos aspetos que se articulam com o plano de emergência externo e os sistemas de aviso e alerta;
- Promover a elaboração do plano de emergência externo a ser aprovado pela Comissão Nacional de Proteção Civil (CNPC), de acordo com a legislação de proteção civil.

Por último, elencam-se algumas das atividades realizadas pela CSB:

- Pronunciar-se sobre normas a aprovar pelo governo relativas a segurança de barragens;

- Pronunciar-se quando haja recurso do dono de obra quanto a decisões da Autoridade em matérias abrangidas pelo RSB;
- Pronunciar-se sobre assuntos relativos a segurança de barragens que lhe sejam submetidos pela Autoridade ou pelo Governo;
- Analisar a situação das barragens portuguesas do ponto de vista da segurança e recomendar ao governo e à Autoridade a adoção de medidas para salvaguarda da segurança das barragens.

#### 2.4.4. CONTROLO DA SEGURANÇA HIDRÁULICO-OPERACIONAL

O controlo de segurança define-se, segundo o RSB, como um conjunto de medidas a tomar nas várias fases de vida da obra, contemplando aspetos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais, com vista a assegurar as suas condições de segurança. Este deve permitir um conhecimento adequado e continuado do estado da barragem, bem como a deteção oportuna de eventuais anomalias e uma intervenção eficaz sempre que necessário, tanto na fase do primeiro enchimento como durante a exploração da barragem.

Tendo em conta o âmbito da presente dissertação, analisa-se o RSB na ótica da revisão dos critérios de dimensionamento hidráulico dos órgãos de segurança e exploração e da inspeção e verificação da operacionalidade dos respetivos equipamentos, atentas também as condições de conservação e manutenção.

Relativamente aos órgãos de segurança e exploração, o RSB prevê que os descarregadores de cheias devem estar aptos a escoar a cheia de projeto em qualquer circunstância, sem necessidade de auxílio das descargas de fundo ou de outros órgãos de exploração, devendo satisfazer requisitos específicos quando munidos com comportas (Art.º 15).

Quanto às descargas de fundo, estas devem permitir o esvaziamento da albufeira e ser equipadas com duas comportas, uma como segurança e outra destinada ao serviço normal da exploração. Adicionalmente, estas devem poder ser manobradas localmente e à distância, devem ser alimentadas por duas origens distintas e ainda poderem ser acionadas manualmente em tempo útil quando a sua dimensão o permita. De referir, que os mesmos requisitos de acionamento e fontes de alimentação são exigidos aos descarregadores de cheias, quando estes são munidos de comportas.

Na fase de exploração, de acordo com o RSB, o controlo da segurança hidráulico-operacional deverá ser realizado por inspeções e por aplicação das regras de exploração da barragem relativas à operação dos equipamentos dos órgãos de segurança e exploração, às medidas de manutenção, às medidas de conservação que se revelem necessárias e à verificação e eventual revisão dos critérios de projeto (Art.º 38). Durante a realização de inspeções, além do cuidado com a operacionalidade de comportas e/ou válvulas quer do descarregador de cheias, quer da descarga de fundo, deve ainda prestar-se especial atenção aos problemas hidráulicos que cada um dos órgãos possa apresentar.

Assim, no que ao descarregador de cheias diz respeito, é necessário analisar periodicamente o seu funcionamento hidráulico durante a fase de exploração, com o objetivo de detetar eventuais anomalias de funcionamento. Essas anomalias podem decorrer da conceção inicial ou de deteriorações que ocorram ao longo da vida da obra. Os principais problemas de índole hidráulica que podem ocorrer são (INAG, 2001):

- Separação do escoamento, formação de vórtices, ondulação anómala ao longo do descarregador;
- Vibrações induzidas em estruturas e equipamentos;
- Funcionamento hidráulico das estruturas de dissipação de energia diferente do previsto no projeto;
- Projeções de água não aceitáveis, quer ao longo do canal, quer na estrutura de dissipação de energia;
- Fenómenos pneumáticos associados à libertação de bolsas de ar aprisionado;
- Erosão de cavitação;
- Abrasão;
- Subpressões não previstos no projeto;
- Erosão e/ou assoreamento não previstos no leito a jusante;
- Erosão por recirculação de água a jusante do descarregador de cheias.

Tal como para os descarregadores de cheias, relativamente às descargas de fundo, na fase de exploração da barragem é necessário analisar o seu funcionamento hidráulico, com o objetivo de detetar eventuais anomalias. Estas anomalias podem decorrer da conceção da obra ou de deteriorações que ocorram ao longo do período de exploração, sendo que os principais problemas de índole hidráulica que podem ocorrer são (INAG, 2001):

- Separação do escoamento;
- Vibrações induzidas nas estruturas e equipamentos;
- Funcionamento hidráulico das estruturas de dissipação de energia diferente do previsto no projeto;
- Fenómenos pneumáticos;
- Erosão de cavitação;
- Abrasão;
- Erosão e/ou assoreamento não previstos no leito a jusante.

Por último refere-se que, aquando da entrada em vigor do RSB, em 1990, o processo de avaliação da segurança hidráulico-operacional das barragens em exploração assentou na reanálise do projeto dos respetivos órgãos de segurança, compreendendo:

- Revisão do estudo das cheias e a fixação da nova cheia de projeto;
- Análise da adequação dos órgãos de segurança;
- Desenvolvimento, quando justificado, dos estudos e projetos indispensáveis à definição e execução das medidas necessárias.

# 3

## METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CHEIAS

### 3.1. SUMÁRIO

A especificidade e complexidade do problema do estudo das cheias justificam o grande número e variedade de técnicas ou métodos – empíricos, estatísticos e de simulação hidrológica (baseados em modelos de transformação precipitação-escoamento) utilizados. Em cada caso, e em particular na avaliação da cheia de projeto (caraterizada normalmente pelo valor do caudal instantâneo máximo e pela forma do respetivo hidrograma), o recurso a esses métodos deve ter em conta não só o tipo e caraterísticas da obra em questão, mas também a quantidade e qualidade dos dados disponíveis.

Neste capítulo apresentam-se várias metodologias de cálculo de cheias, com particular incidência nas que se utilizam no caso em estudo.

### 3.2. MÉTODOS EMPÍRICOS

Os métodos empíricos, deduzidos a partir da experiência, foram os primeiros métodos utilizados para a determinação de caudais de ponta de cheia. Nestes métodos são utilizadas fórmulas que expressam caudais em função da área e de outras caraterísticas da bacia hidrográfica. Essas fórmulas foram derivadas e calibradas em regiões com caraterísticas climatológicas e fisiográficas específicas, o que faz com que nos dias de hoje, só sejam usadas como orientação de ordens de grandeza dos caudais de ponta de cheia, ou sempre que não haja informação que permita o emprego de outros métodos e em que as regiões em estudo sejam similares às da calibração sob o ponto de vista climático (Lencastre, 1992).

Os métodos empíricos podem ainda distinguir-se em cinemáticos e não cinemáticos ou semi-empíricos, consoante tenham ou não em consideração o tempo de concentração da bacia, respetivamente (INAG, 2001).

#### 3.2.1. MÉTODOS EMPÍRICOS NÃO CINEMÁTICOS

De entre as fórmulas do tipo não cinemáticas podem citar-se, entre muitas outras, as seguintes (Lencastre, 1992 e Hipólito, 2011):

a) Fórmula de Pagliaro

$$Q = A \left( \frac{2900}{90 + A} \right) \quad (3.1)$$

Aplicável a bacias com área menor que 1 000 km<sup>2</sup>, em que:

Q – caudal de ponta de cheia [m<sup>3</sup>/s];

A – área da bacia hidrográfica [km<sup>2</sup>].

b) Fórmula de Meyer

$$Q = CA^\alpha \quad (3.2)$$

em que:

Q – caudal de ponta de cheia [m<sup>3</sup>/s];

C – coeficiente dependente das características da bacia e do período de retorno;

$\alpha$  – coeficiente dependente das características da bacia;

A – área da bacia hidrográfica [km<sup>2</sup>].

c) Fórmula de Iskowski

$$Q = KmIA \quad (3.3)$$

em que:

Q – caudal de ponta de cheia [m<sup>3</sup>/s];

K – coeficiente dependente do tipo de solos, cobertura vegetal e relevo;

m – coeficiente dependente da área da bacia hidrográfica;

I – precipitação anual média [m];

A – área da bacia hidrográfica [km<sup>2</sup>].

### 3.2.2. MÉTODOS EMPÍRICOS CINEMÁTICOS OU SEMI-EMPÍRICOS

A aplicação das fórmulas empíricas cinemáticas ou semi-empíricas requer a definição do tempo de concentração da bacia hidrográfica ou área de drenagem considerada.

#### 3.2.2.1 Tempo de concentração

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica define-se como sendo o tempo necessário para que uma gota de água caída no ponto da bacia hidrográfica cinematicamente mais distante da secção de referência, a atinja através de percurso superficial (Hipólito, 2011). Vários autores propuseram ao longo dos anos possíveis fórmulas de cálculo do tempo de concentração de uma bacia. Apresentam-se seguidamente algumas dessas fórmulas (Lencastre, 1992 e Hipólito, 2011).

##### a) Fórmula de Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}} \quad (3.4)$$

Aplicável a bacias com áreas superiores a 300 km<sup>2</sup>, em que:

$t_c$  – tempo de concentração da bacia [h];

$A$  – área da bacia hidrográfica [km<sup>2</sup>];

$L$  – desenvolvimento do curso de água principal [km];

$H$  – altura média da bacia hidrográfica [m].

##### b) Fórmula de Kirpich

$$t_c = 0,0663 \frac{L^{0,77}}{i^{0,385}} \quad (3.5)$$

Recomendada para bacias hidrográficas com canais bem definidos e declives entre 3 e 10%, em que:

$t_c$  – tempo de concentração da bacia [h];

$L$  – desenvolvimento do curso de água principal [km];

$i$  – declive médio do curso de água principal [m/m].

c) Fórmula de Témez

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (3.6)$$

Recomendada para bacias naturais com áreas até 3000 km<sup>2</sup>, onde  $t_c$ ,  $L$  e  $i$  têm os mesmos significados que na fórmula de Kirpich.

3.2.2.2 Fórmulas cinemáticas ou semi-empíricas

Referem-se seguidamente fórmulas empíricas cinemáticas ou semi-empíricas de cálculo de caudais de cheia que incluem o tempo de concentração de forma implícita ou explícita (Lencastre, 1992).

a) Fórmula Racional

$$Q = CIA \quad (3.7)$$

em que:

$Q$  – caudal de ponta de cheia máximo [m<sup>3</sup>/s];

$C$  – coeficiente de escoamento função do tipo e características da superfície do terreno e ainda do período de retorno da chuvada;

$I$  – intensidade média de precipitação com duração igual ao tempo de concentração e período de retorno definido para a cheia [m/s];

$A$  – área da bacia hidrográfica [m<sup>2</sup>].

b) Fórmula de Giandotti

$$Q = \frac{\lambda A P}{t_c} \quad (3.8)$$

em que:

$Q$  – caudal de ponta de cheia [m<sup>3</sup>/s];

$\lambda$  – parâmetro que é função da área da bacia;

$A$  – área da bacia hidrográfica [km<sup>2</sup>];

$P$  – precipitação máxima para uma duração correspondente ao tempo de concentração [mm];

$t_c$  – tempo de concentração da bacia hidrográfica [h].



### 3.3. MÉTODOS BASEADOS NA ANÁLISE ESTATÍSTICA

O dimensionamento de estruturas hidráulicas deverá ser efetuado do modo mais conservativo possível. Os caudais de projeto utilizados estão associados a uma certa probabilidade de não excedência ou período de retorno, superior ao tempo de vida útil da obra, que será tão superior quanto o risco potencial associado à obra. Neste contexto surge a análise estatística, essencial para a estimação de caudais de ponta de cheia com vista ao dimensionamento de estruturas hidráulicas. Este tipo de análise e tratamento de dados só é possível se existirem registos de valores de caudais e se esses valores oferecerem confiança suficiente para que possam ser utilizados. Normalmente, as séries disponíveis, obtidas a partir de registos de observação, têm durações muito inferiores aos períodos de retorno pretendidos, não permitindo uma estimação direta de valores, sendo necessário recorrer a modelos de distribuição de probabilidade.

De referir ainda, que a análise estatística é essencial para a determinação de caudais de projeto, quer seja o método diretamente utilizado para obtenção do valor de caudal, quer seja para a obtenção de valores de precipitação associados a um período de retorno, a fim de servirem como elementos base para a aplicação de métodos de simulação hidrológica, sendo os valores de precipitação extrapolados para o período de retorno pretendido para a cheia de projeto. Apesar de na natureza não se observar a existência de uma relação direta entre o período de retorno das chuvadas e o período de retorno das cheias por elas provocadas, uma vez que outros fatores para além da precipitação, condicionam a geração de escoamento, é razoável aceitar-se que o período de retorno da cheia é idêntico ao da precipitação que a provoca, considerando perdas de precipitação adequadas e principalmente no caso de estarem em causa elevados períodos de retorno (NERC, 1975).

Ainda relativamente à análise estatística baseada em registos de caudais, é de referir que, tendo em conta as séries de dados utilizados, este tipo de estudo pode ter duas abordagens distintas, podendo basear-se em séries de caudais instantâneos máximos anuais ou em séries de caudais instantâneos máximos acima de um dado limiar. As séries de caudais instantâneos máximos anuais, como o próprio nome indica, são séries em que para um dado ano hidrológico há um único caudal associado, que corresponde ao caudal instantâneo máximo registado nesse ano. Quanto às séries de caudais instantâneos máximos acima de um dado limiar, é definido um valor de caudal limiar acima do qual se registam os caudais máximos instantâneos observados. O valor de caudal limiar é definido em função de duas variáveis, a distância (período de tempo) entre caudais e a magnitude dos caudais. De acordo com esta formulação podem ocorrer registos de mais do que uma cheia por ano e outros em que não haja registos de nenhuma cheia num ano (Henriques, 1981). Segundo Henriques (1981), a previsão de caudais de cheia para períodos de retorno elevados com base em modelos de distribuição de frequência dos caudais instantâneos máximos anuais é mais eficiente do que a previsão com base em modelos de séries de caudais acima de um dado limiar.

Quanto aos modelos de distribuição de probabilidade que se procuram ajustar às amostras, devem por um lado ser compatíveis com as condições físicas que determinam os valores em análise, como a continuidade e o limite inferior não negativo e, por outro, reproduzir as características genéricas das funções de distribuição empíricas dessa amostra, como a assimetria positiva e a unicidade da moda. De entre um grande número de modelos teóricos de distribuição de probabilidades, alguns são habitualmente mais utilizados para ajustamento às séries hidrológicas, satisfazendo na generalidade as características referidas (Hipólito, 2011):

- Modelos que seguem a distribuição Normal: Log-Normal e Log-Normal de 3 parâmetros;

- Modelos de distribuição de probabilidades baseados em distribuições assintóticas de extremos: Generalizada de Extremos, Gumbel, Fréchet, Weibull e Goodrich;
- Modelos de distribuição de probabilidades baseados na função gama: Gama de 2 parâmetros, Pearson tipo III e Log-Pearson tipo III.

Independentemente da série de valores de caudais ou de precipitações, máximos ou acima de uma dado limiar, e da função de distribuição utilizada, a análise estatística deverá compreender uma sequência de passos, para uma maior confiança nos resultados obtidos:

1. Verificação da aleatoriedade, homogeneidade e consistência das séries;
2. Ajuste das funções de distribuição;
3. Testes à qualidade do ajuste das distribuições;
4. Extrapolação dos caudais de ponta de cheia para o período de retorno pretendido.

### 3.3.1. TESTES DE ALEATORIEDADE E HOMOGENEIDADE

A necessidade da verificação da aleatoriedade das séries é justificada pelo facto da análise estatística só fazer sentido quando aplicada a uma amostra aleatória. Só no caso de a amostra ser aleatória é que se pode considerar que os elementos da série são independentes e têm a mesma distribuição de probabilidades. Por outro lado, há também a necessidade de garantir que as séries utilizadas na análise são homogéneas e consistentes. Uma série diz-se homogénea se, ao longo do período de observação, os fatores que condicionam o fenómeno em análise não sofreram alterações, por exemplo mudança da localização da estação. A mesma série diz-se consistente se, ao longo do período de observação, não existir alteração do erro sistemático de medição da grandeza, por exemplo devido a uma mudança dos instrumentos de medida da estação. Para analisar a aleatoriedade das séries existem vários testes, destacando-se (Hipólito, 2011 e Oliveira, 1997):

- Teste do coeficiente de autocorrelação
- Teste de Wald-Wolfowitz
- Teste do número de extremos locais
- Teste do desvio à média acumulado, R
- Teste da máxima verosimilhança
- Teste bayesiano, U

Cada um desses testes tem significado e condições de aplicabilidade específicas, a seguir referidas.

#### a) Teste do coeficiente de autocorrelação

Este teste tem como objetivo detetar a persistência da série  $X$  no tempo, isto é se o valor de  $x_{i+1}$  da série é independente do valor de  $x_i$ .

A persistência da série pode ser detetada pelo coeficiente de correlação de ordem 1,  $R_1$ , definido por:

$$R_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})(x_{i+1} - \bar{x})}{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2} \frac{N}{N-1} \quad (3.9)$$

Se o número de valores da série,  $N$ , for baixo é possível obter uma melhor aproximação da distribuição de  $R_1$  à lei normal utilizando a transformação  $Z$  de Fisher:

$$Z(R_1) = \frac{1}{2} \log \frac{1 + R_1}{1 - R_1} \quad (3.10)$$

Assim, a distribuição de  $Z(R_1)$  é aproximadamente normal, com média igual a zero e variância igual a  $1/N$ . A hipótese de aleatoriedade da variável deve ser rejeitada com nível de confiança  $(1-\alpha)$  se:

$$|Z(R_1)| > \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \quad (3.11)$$

em que  $\Phi^{-1}$  é a variável reduzida da distribuição normal e  $\alpha$  é o nível de significância, isto é, a probabilidade de se rejeitar uma hipótese correta.

b) Teste de Wald-Wolfowitz

O teste de Wald-Wolfowitz verifica se os elementos da série  $X$  têm todos a mesma distribuição, constituindo um teste geral de homogeneidade da série. Considera-se por um lado a série  $Y$  obtida por ordenação decrescente da série dos valores da série  $X$  e, por outro lado, a série original  $X$  dividida em duas subséries  $X_1$  e  $X_2$ , sendo  $X_1$  constituída pelos primeiros  $M$  elementos da série  $X$ , em que  $M = \text{int}\left(\frac{N-1}{2}\right) + 1$ , e  $X_2$  constituída pelos restantes elementos,  $(N-M)$ . Considera-se ainda, uma variável auxiliar do teste, definida para cada um dos elementos da série ordenada  $Y$ :

$$\begin{cases} Z_i = 1 & \text{se } y_i \text{ for um elemento de } X_1 \\ Z_i = 2 & \text{se } y_i \text{ for um elemento de } X_2 \end{cases}; i = 1, 2, \dots, N \quad (3.12)$$

A estatística do teste Rww ( $X$ ) é definida pela condição:

$$Rww(X) = \{\text{número de vezes em que } Z_{i+1} \neq Z_i, \text{ para } i = 1, 2, \dots, N\} \quad (3.13)$$

Se a série  $X$  for homogénea os sucessivos elementos de  $Y$  estarão bem repartidos pelas duas subséries e o valor de  $Rww(X)$  será médio. Se a série  $X$  não for homogénea, os elementos sucessivos de  $Y$  aparecerão concentrados numa das subséries  $X_1$  ou  $X_2$ , dando um valor de  $Rww$

(X) baixo, ou com uma dispersão excessiva entre as duas subséries, dando um valor de Rww (X) alto.

Para valores de N superiores a 40 e de  $N - M$  superiores a 20, a distribuição assintótica de Rww (X) é a distribuição Normal com média  $(1 + 2L)/N$  e variância  $[2L(2L - N)]/[N^2(N - 1)]$  em que  $L = M(N - M)$ . Nos restantes casos, pode utilizar-se um quadro proposto por Henriques (1981) que corresponde a um intervalo de confiança de 95 por cento e dá valores limite de Rww (X) em função do número de valores N da série X (Quadro 3.1).

Quadro 3.1. Valores limite da estatística do teste de Wald-Wolfowitz.

N		15	17	19	21	23	25	27	29	31	33	35
Rww	Superior	5	6	6	7	8	9	10	10	11	12	12
	Inferior	13	13	15	16	17	18	19	21	22	23	25

c) Teste do número de extremos locais

O teste do número de extremos locais permite detetar a não homogeneidade da série X. Diz-se que um valor  $x_i$  da série X um extremo local da mesma se  $x_i > x_{i-1}$  e  $x_i > x_{i+1}$ , isto é, máximo local, ou se  $x_i < x_{i-1}$  e  $x_i < x_{i+1}$ , isto é, mínimo local. A presença muita elevada ou muito baixa de extremos locais é um indicador da não homogeneidade da série.

Sendo  $N_E$  o número de extremos locais de uma série X de dimensão N, a sua distribuição tende assintoticamente para uma distribuição normal com média e variância respetivamente definidas por:

$$\mu_{N_E} = \frac{2(N - 2)}{3} \quad (3.14)$$

$$\sigma_{N_E}^2 = \frac{16N - 29}{90} \quad (3.15)$$

A hipótese da série X ser homogénea deverá ser rejeitada com um nível de confiança  $(1-\alpha)$  no caso de se verificar a desigualdade

$$\frac{|N_E - \mu_{N_E}|}{\sigma_{N_E}} > \Phi^{-1} \left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.16)$$

em que  $\Phi^{-1}$  é a variável reduzida da distribuição normal.

d) Teste do desvio à média acumulado, R

Os testes de desvio à média acumulados medem o máximo desvio da média acumulado através de uma dada estatística. Valores elevados desta estatística implicam uma sequência de valores sistematicamente acima ou abaixo do valor médio da série, o que pode indicar uma falta de homogeneidade da mesma.

No caso do teste de desvio à média acumulado, R, a estatística é dada por:

$$R = \max_{0 < k \leq N} \frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{X})}{\sqrt{\left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2\right)}} - \min_{0 < k \leq N} \frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{X})}{\sqrt{\left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2\right)}} \quad (3.17)$$

No Quadro 3.2 apresentam-se valores críticos de  $R/\sqrt{N}$  fornecidos por Singh (1989) para diferentes níveis de confiança.

Quadro 3.2. Valores críticos de  $R/\sqrt{N}$  para diferentes níveis de confiança.

N	90%	95%	99%
10	1.21	1.28	1.38
20	1.34	1.43	1.6
30	1.4	1.5	1.7
40	1.42	1.53	1.74
50	1.44	1.55	1.78
100	1.5	1.62	1.86
$\infty$	1.62	1.75	2

e) Teste da máxima verosimilhança, W

O teste da máxima verosimilhança tenta detetar mudanças do valor médio da série observada, por aplicação da estatística t-student a um teste que analisa a diferença da média das primeiras k e das últimas (N-k) observações. A estatística do teste é dada por:

$$W = \frac{(N-2)^{0,5}}{(1-Z^2)^{0,5}} Z \quad (3.18)$$

Sendo

$$Z = \max_{1 \leq k \leq N-1} \left| \frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{X})}{\sqrt{k(N-k)} \sqrt{\frac{1}{2} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2}} \right| \quad (3.19)$$

f) Teste bayeseano, U

Este teste avalia a existência de uma mudança da média da série X num ponto indeterminado k, assumindo que a distribuição anterior do ponto de mudança do valor médio da série é uniforme. A estatística do teste é definida por:

$$U = \frac{1}{N(N+1)} \sum_{k=1}^{N-1} \left[ \frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{X})}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2}} \right]^2 \quad (3.20)$$

No Quadro 3.3 apresentam-se valores críticos de U fornecidos por Singh (1989) para diferentes níveis de confiança.

Quadro 3.3. Valores críticos de U para diferentes níveis de confiança.

N	90%	95%	99%
10	0.336	0.414	0.575
20	0.343	0.447	0.662
30	0.344	0.444	0.691
40	0.341	0.448	0.698
50	0.342	0.452	0.712
100	0.341	0.457	0.712
∞	0.347	0.461	0.743

### 3.3.2. AJUSTES DAS FUNÇÕES DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE

Ao longo dos tempos, diversos países realizaram estudos aprofundados relativos à utilização de métodos estatísticos em hidrologia. Desses estudos resultou um conjunto de funções de distribuição de probabilidade que melhor se adequam a análises hidrológicas. WRC (1982) defende a distribuição Log-Pearson tipo III como a mais adequada para descrever caudais de cheia, já NERC (1975) dá destaque às funções de distribuição de probabilidade Pearson tipo III, Log-Pearson tipo III e Generalizada de Extremos. Os trabalhos de Correia (1983) e Henriques (1990) conduziram a resultados semelhantes. Brandão (1995) defende que a distribuição de Gumbel é aquela que melhor se ajusta às séries de dados de precipitação.

Escolhidas as funções de distribuição de probabilidade a aplicar, o ajuste das mesmas consiste na estimação dos parâmetros das funções a partir dos valores da amostra. Existem vários métodos para o ajuste, sendo os mais utilizados o método dos momentos, o método da máxima verosimilhança e o método do mínimo dos quadrados (Hipólito, 2011).

### 3.3.2.1 Métodos de ajuste

#### a) Método dos Momentos

O ajuste pelo método dos momentos consiste em selecionar os valores dos  $m$  parâmetros da distribuição para que os primeiros  $m$  momentos da distribuição sejam iguais aos correspondentes momentos da amostra. No caso de distribuições com 2 parâmetros, a média e o desvio padrão da distribuição e da amostra devem ser iguais. No caso de distribuições com 3 parâmetros, os parâmetros são calculados para que, além da média e do desvio-padrão, também o coeficiente de assimetria da distribuição tenha o mesmo valor que o da amostra.

#### b) Método da Máxima Verosimilhança

O método da máxima verosimilhança consiste em estimar os parâmetros da distribuição, de modo a maximizar a função de verosimilhança  $L(\theta|x)$ , definida por:

$$L(\theta|x) = \prod_{i=1}^N f(x_i|\theta) \quad (3.21)$$

Em que  $f(x_i|\theta)$  é a função densidade da probabilidade de  $x$  com parâmetros  $\theta$ . Com efeito, a probabilidade de se obter um valor no intervalo  $[x_i - dx/2; x_i + dx/2]$  é proporcional a  $f(x_i|\theta)$  e a probabilidade conjunta de se obterem  $n$  valores de  $x_1, x_2, \dots, x_n$  é proporcional ao produto  $\prod_{i=1}^N f(x_i|\theta)$ , que é a função de verosimilhança. A estimação dos parâmetros faz-se tomando derivadas parciais da função de verosimilhança ou da sua transformação logarítmica em relação a cada um dos parâmetros e igualando a zero, o que dá um número de equações igual ao número de parâmetros.

#### c) Método do Mínimo dos Quadrados

O método do mínimo dos quadrados consiste em estimar os parâmetros da distribuição, de modo a minimizar a soma  $S$  dos quadrados dos desvios entre as probabilidades empíricas,  $Y_i$ , e as probabilidades teóricas indicadas pelo modelo  $F(x_i|\theta)$ :

$$S = \sum_{i=1}^N [Y_i - F(x_i|\theta)]^2 \quad (3.22)$$

A estimação dos parâmetros faz-se tomando derivadas parciais de  $S$  em relação a cada um dos parâmetros e igualando a zero, o que dá um número de equações igual ao número de parâmetros.

### 3.3.2.2 Funções de distribuição de probabilidade

A distribuição Normal, ou lei de Gauss, que é a distribuição mais conhecida e estudada em estatística, apresenta algumas limitações para a utilização em estudos hidrológicos por não ser limitada inferiormente e ter assimetria nula. Com vista a ultrapassar estas limitações, surgiu a

distribuição Log-Normal ou lei de Galton que corresponde a ajustar uma distribuição Normal aos logaritmos dos valores da série.

a) Distribuição Normal (Lei de Gauss)

É a lei de probabilidades que mais tem sido estudada do ponto de vista teórico dado o seu grande campo de aplicação. A sua função densidade de probabilidade, obtida pela integração da sua função de distribuição de probabilidade, é definida pela seguinte expressão:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad -\infty < x < +\infty \quad (3.23)$$

em que os dois parâmetros da distribuição são obtidos em função dos respetivos momentos centrados e traduzidos pelas mesmas expressões tanto pelo método dos momentos e pelo método da máxima verosimilhança:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N} \quad (3.24)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \quad (3.25)$$

b) Distribuição Log-Normal (Lei de Galton)

Uma variável segue uma distribuição Log-Normal quando é possível ajustar uma distribuição Normal à transformação logarítmica dessa variável. A função densidade de probabilidade da distribuição Log-Normal é expressa por:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_y^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2} \quad 0 < x < +\infty \quad (3.26)$$

Pelo método dos momentos, os parâmetros  $\mu_y$  e  $\sigma_y$  são:

$$\mu_y = \ln(\mu_x) - \frac{\sigma_y^2}{2} \quad (3.27)$$

$$\sigma_y = \left[ \ln \left( 1 + \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.28)$$



Pelo método da máxima verosimilhança obtém-se que  $\mu_y$  e  $\sigma_y$  são, respectivamente, a média e o desvio padrão da série  $y = \ln(x)$ .

Dos modelos de distribuição de probabilidades baseados em distribuições assintóticas de extremos, os mais usados em hidrologia são a distribuição Generalizada de Extremos e a distribuição de Gumbel.

c) Distribuição Generalizada de Extremos

A função densidade de probabilidade da distribuição Generalizada de Extremos é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left( 1 - \frac{x - x_0}{\alpha} k \right)^{\frac{1}{k}-1} e^{-\left[ 1 - \frac{x - x_0}{\alpha} k \right]^{\frac{1}{k}}} \quad (3.29)$$

E os seus parâmetros, obtidos pelo método dos momentos, são traduzidos pelas equações seguintes:

$$k = 7,859c + 2,9554c^2 \quad (3.30)$$

$$c = \frac{2\lambda_2}{\lambda_3 + 3\lambda_2} - \frac{\ln 2}{\ln 3} \quad (3.31)$$

$$\alpha = \frac{k\lambda_2}{(1 - 2^{-k})e^{r(k)+1}} \quad (3.32)$$

$$x_0 = \lambda_1 + \frac{\alpha}{k} \quad (3.33)$$

d) Distribuição de Gumbel

A distribuição de Gumbel é um caso particular da distribuição Generalizada de Extremos, para a qual  $k = 0$ , e tem a seguinte expressão para a função densidade de probabilidade:

$$f(x) = \frac{1}{a} e^{-\left(\frac{x-x_0}{a}\right)} - e^{-\left(\frac{x-x_0}{a}\right)} \quad -\infty < x < +\infty \quad (3.34)$$

Pelo método dos momentos, os parâmetros  $a$  e  $x_0$  são expressos por:

$$a = \frac{\pi}{\sqrt{6}\sigma_x} \quad (3.35)$$

$$x_0 = \mu_x - 0,4501\sigma_x \quad (3.36)$$

Pelo método da máxima verosimilhança o parâmetro  $a$  tem de ser calculado por um processo iterativo de resolução da Equação 3.38.

$$\sum_{i=1}^N x_i e^{-ax_i} - \frac{\mu - 1}{a} \sum_{i=1}^N e^{-ax_i} = 0 \quad (3.37)$$

Podendo depois ser calculado o parâmetro  $x_0$  pela expressão:

$$x_0 = \frac{1}{a} \ln \left[ \frac{N}{\sum_{i=1}^N e^{-ax_i}} \right] \quad (3.38)$$

Nos modelos de distribuição de probabilidades baseados na função Gama as correspondentes distribuições são assimétricas e mostram grande flexibilidade no ajustamento às séries de valores máximos. As mais utilizadas são as distribuições Pearson tipo III e Log-Pearson tipo III, correspondendo esta a ajustar a distribuição de Pearson tipo III aos valores da série dos logaritmos.

#### e) Distribuição Pearson tipo III

A distribuição Pearson tipo III obtém-se da distribuição Gama através da introdução de um parâmetro adicional de localização,  $x_0$ , sendo a sua função de distribuição expressa por:

$$F(x) = \int_0^x \frac{(x - x_0)^{\beta-1} e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}{\alpha^{\beta-1} |\alpha| \Gamma(\beta)} dx \quad x_0 < x < +\infty \quad (3.39)$$

Pelo método dos momentos, obtém-se uma definição dos parâmetros da distribuição:

$$\alpha = \frac{\sigma_x \gamma_x}{2} \quad (3.40)$$

$$\beta = \frac{4}{\gamma_x^2} \quad (3.41)$$

$$x_0 = \mu_x - \frac{2\sigma_x}{\gamma_x} \quad (3.42)$$

Sendo  $\gamma$  um coeficiente de assimetria da distribuição, não podendo ser ajustado ao da amostra e que toma um valor sempre positivo:

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}} \quad (3.43)$$

f) Distribuição Log-Pearson tipo III

Uma variável segue uma distribuição Log-Pearson tipo III se for possível ajustar uma distribuição Pearson tipo III à transformação logarítmica dessa variável. A função de distribuição é dada por:

$$F(x) = \int_0^x \frac{(\ln x - x_0)^{\beta-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\alpha}}}{\alpha^{\beta-1} |\alpha| \Gamma(\beta)} dx e^{x_0} < x < +\infty \quad (3.44)$$

Em que  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $x_0$  se obtém, respetivamente, pelas Equações 3.41, 3.42 e 3.43.

### 3.3.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DOS AJUSTES

Uma vez feita a seleção de um modelo para a distribuição de frequências e estimados os seus parâmetros a partir da amostra disponível, torna-se necessário avaliar a qualidade dos ajustes. Tal como na avaliação da aleatoriedade das séries, a análise da adaptabilidade do modelo à amostra é efetuada com base em testes de ajustamento.

Os testes de ajustamento utilizados podem ser gráficos ou analíticos. Os testes gráficos são executados em folhas desenhadas especificamente para as distribuições cujo ajustamento se pretende testar. É desenhada na folha de probabilidades a função de distribuição empírica e considera-se que a distribuição se ajusta bem à amostra, se o gráfico da função de distribuição empírica se assemelhar a uma reta, o que envolve um certo grau de subjetividade. Tal procedimento pode também ser afetado pelo sistema de eixos em que se esteja a trabalhar. Por exemplo, para a função  $y = x^2$ , se esta for desenhada num sistema de eixos lineares, obtém-se uma parábola, no entanto se for desenhada num sistema de eixos logarítmicos, o resultado será uma reta (Hipólito, 2011).

Quanto aos testes analíticos, os mais utilizados são o do Qui-Quadrado e o Kolmogorov-Smirnov. Estes testes medem uma certa distância entre a função de distribuição empírica e a função de distribuição teórica, comparando essa distância com um valor máximo aceitável para o teste. Esse valor máximo é definido em função do nível de significância e do intervalo de confiança adotado.

a) Teste do Qui-Quadrado,  $\chi^2$

O teste do Qui-Quadrado consiste em dividir o domínio da função densidade de distribuição do modelo que se pretende analisar em  $M$  intervalos e comparar o número de elementos da amostra contidos em cada intervalo,  $O_j$ , com a esperança matemática expressa pelo modelo do número de elementos correspondentes a cada intervalo,  $E_j$  ( $E_j = NP_j$ , em que  $P_j$  é a probabilidade do intervalo  $j$  dada pelo modelo). Assim, a estatística  $\chi^2$  é definida por:

$$\chi^2 = \sum_{j=1}^M \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \quad (3.45)$$

Os intervalos,  $j$ , não têm de ser iguais, há no entanto vantagem em que o sejam, pois nesse caso  $E_j$  é constante para qualquer  $j$ , e igual a  $E_j = N/M$ , ficando a estatística do  $\chi^2$  reduzida a :

$$\chi^2 = \frac{M}{N} \sum_{j=1}^M O_j^2 - N \quad (3.46)$$

Os valores de  $O_j$  são obtidos calculando os valores limite de  $x$  que correspondem aos limites dos intervalos em termos de probabilidades,  $i/M$ , e contabilizando os elementos da amostra contidos em cada intervalo.

Quando  $E_j \geq 5$ , para  $j = 1, \dots, M$  e  $M \geq 5$  a estatística do teste tem aproximadamente uma distribuição  $\chi^2$  com  $M - g - 1$  de graus de liberdade, em que  $g$  é o número de parâmetros estimados a partir da amostra. O teste do Qui-Quadrado diz que se deve rejeitar a hipótese do ajustamento com um nível de confiança  $n = 1 - \alpha$  se  $\chi^2 > \chi_{1-\alpha}^2$ , em que  $\chi_{1-\alpha}^2$  é o quantil  $1 - \alpha$  da distribuição  $\chi^2$  com  $M - g - 1$  graus de liberdade.

Os valores da estatística  $\chi^2$  dependem do número e dos limites dos intervalos de partição do domínio da função de distribuição. Não existem regras estabelecidas para a seleção do número de intervalos e do comprimento de cada intervalo, no entanto, Henriques (1981) propôs partições do domínio da função de distribuição  $F(x)$  em função de  $N$  como se indicam no Quadro 3.4.

Quadro 3.4. Partições do domínio da função de distribuição  $F(x)$  utilizadas na aplicação do teste do Qui-Quadrado.

N	M	Transformadas por $F(x)$ dos limites dos intervalos de partição								
15-20	5	0,000	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000			
20-25	6	0,000	0,167	0,333	0,500	0,667	0,833	1,000		
25-30	7	0,000	0,143	0,286	0,429	0,571	0,714	0,857	1,000	
30-40	8	0,000	0,125	0,250	0,375	0,500	0,625	0,750	0,875	1,000

#### b) Teste de Kolmogorov-Smirnov

O teste de Kolmogorov-Smirnov consiste em determinar a estatística  $D$  que é a maior distância entre a função de distribuição teórica e a função de distribuição empírica.

$$D = \max\{D_i\}, \quad i = 1, 2, \dots, N. \quad (3.47)$$

Considerando a série  $X$  ordenada por ordem decrescente, a expressão para o cálculo da distância  $D_i$  referente a cada ponto da amostra é definida por:

$$D_i = \max_{1 \leq i \leq N} \left\{ \left| \frac{i}{N} - F(x_i) \right|; \left| F(x_i) - \frac{i-1}{N} \right| \right\} \quad (3.48)$$

Em que  $F(x_i)$  é a probabilidade de não excedência do acontecimento  $x_i$  dado pela função de distribuição teórica.

A hipótese de que a distribuição teórica se ajusta à série em estudo é rejeitada com um nível de confiança  $1 - \alpha$  se  $D > D_{1-\alpha}$ , em que  $D_{1-\alpha}$  é o valor crítico máximo aceitável para esse nível de confiança.

Ao longo dos tempos foram sendo propostas várias aproximações dos valores críticos, tendo-se chegado a diferentes aproximações, consoante a distribuição teórica utilizada.

Para o caso das distribuições Normal e Log-Normal, o valor crítico para um nível de confiança de 95 por cento é dado por:

$$D_{0,95} = \frac{1,094}{\sqrt{N} - 0,01 + \frac{0,85}{\sqrt{N}}} \quad (3.49)$$

No caso da distribuição de Gumbel, o valor crítico para um nível de confiança de 95 por cento é dado por:

$$D_{0,95} = \frac{0,935}{\sqrt{N} - 0,01 + \frac{0,85}{\sqrt{N}}} \quad (3.50)$$

Para distribuições baseadas na função Gama, não é possível definir com rigor o valor crítico, mas apenas um limite superior desse valor crítico dado por:

$$D_{s,0,95} = \frac{1,358}{\sqrt{N} + 0,12 + \frac{0,11}{\sqrt{N}}} \quad (3.51)$$

Os valores devem ainda ser reduzidos entre 20 a 35 por cento para se ter uma melhor estimativa dos mesmos.

### 3.3.4. EXTRAPOLAÇÃO DOS CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA PARA O PERÍODO DE RETORNO PRETENDIDO

A extrapolação das séries, sejam elas de valores de caudais ou de precipitações, para o período de retorno pretendido é feita a partir da inversa da função de probabilidade acumulada da distribuição utilizada. Para as funções a aplicar no presente trabalho, elencam-se as respetivas inversas da função de probabilidade acumulada:

- Log-Normal

$$Q(T) = e^{\left[\mu_y + \sigma_y F^{-1}\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]} \quad (3.52)$$

Em que F representa a função de distribuição normal de média e variância unitárias.

- Generalizada de Extremos

$$Q(T) = x_0 + \frac{\alpha}{k} \left[ 1 - \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right)^k \right] \quad (3.53)$$

- Gumbel

$$P(T) \text{ ou } Q(T) = x_0 + a \left[ -\ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad (3.54)$$

- Pearson tipo III

$$Q(T) = \bar{x} + \sigma_x k(T, \gamma_x) \quad (3.55)$$

Em que o valor de  $k$ , função do período de retorno e da assimetria, é um valor tabelado.

- Log-Pearson tipo III

$$Q(T) = e^{\left[\mu_x + \sigma_x k(T, \gamma_x)\right]} \quad (3.56)$$

Em que o valor de  $k$ , função do período de retorno e da assimetria da amostra logaritmicada, é um valor tabelado.

### 3.4. MÉTODOS BASEADOS EM DADOS DE PRECIPITAÇÃO

#### 3.4.1. MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

O método do hidrograma unitário, apresentado por Sherman em 1932, tornou-se um dos métodos mais utilizados para a obtenção do hidrograma do escoamento resultante de uma precipitação intensa. A principal razão desta popularidade reside na simplicidade matemática com que se faz a transformação da precipitação útil em escoamento direto (Lencastre, 1992).

O método do hidrograma unitário apresenta uma significativa vantagem em relação à análise estatística ou às fórmulas empíricas, uma vez que não só fornece o valor do caudal de ponta, mas também o hidrograma resultante da precipitação útil (Hipólito, 2011).

A precipitação que ocorre numa bacia hidrográfica pode ser decomposta em precipitação útil e perdas, e o hidrograma de escoamento total resultante pode ser decomposto nas suas componentes de escoamento direto e escoamento base. Na teoria do hidrograma unitário, apenas se estabelecem relações entre a precipitação útil e o escoamento direto. Assim, utilizando o método do hidrograma unitário, pode obter-se um hidrograma de escoamento direto, ao qual se tem de adicionar o escoamento base para obter o escoamento total.

Para uma determinada bacia hidrográfica, define-se o hidrograma unitário para uma precipitação útil unitária com duração  $D$ , HUD, como sendo o hidrograma de escoamento direto resultante dessa precipitação útil. Quando o caudal se expressa em  $m^3/s$  e a precipitação unitária é 1 mm, o hidrograma unitário vem expresso em  $m^3/s/mm$ .

Como obriga o princípio da conservação da massa, o volume de água na precipitação útil é igual ao volume de água no escoamento direto. Assim, quer se trate do hidrograma unitário ou não, deverá sempre verificar-se:

$$A \sum_{i=1}^M P_{ui} = D \sum_{i=1}^L Q_{di} \quad (3.57)$$

em que:

$A$  – área da bacia hidrográfica;

$D$  – intervalo de tempo utilizado na discretização do hietograma e do hidrograma;

$P_{ui}$  – precipitação em cada um dos  $M$  blocos que constituem o hietograma da precipitação útil;

$Q_{di}$  – caudal em cada uma das ordenadas em que se discretiza o hidrograma do escoamento direto.

O método do hidrograma unitário baseia-se no seguinte conjunto de pressupostos:

- a precipitação útil em cada intervalo de tempo  $D$  tem intensidade constante;
- a precipitação útil distribui-se uniformemente em toda a área da bacia hidrográfica;
- o tempo de base do hidrograma do escoamento direto que resulta de precipitações úteis com determinada duração é constante e, portanto, o mesmo acontece com o tempo de concentração;

- as características da bacia hidrográfica são invariáveis.

Estes pressupostos levam a que o método do hidrograma unitário não deva ser aplicado a bacias de muito grande dimensão, superior a 1000 km<sup>2</sup>, onde dificilmente esses pressupostos são cumpridos.

A teoria do hidrograma unitário baseia-se ainda em dois postulados (Lencastre, 1992): o da proporcionalidade e o da sobreposição linear.

O postulado da proporcionalidade estabelece que as ordenadas do hidrograma do escoamento direto resultantes de uma precipitação útil,  $P_u$ , com a duração  $D$ , são iguais às ordenadas do hidrograma unitário para a mesma duração multiplicadas por  $P_u$ .

O postulado da sobreposição linear estabelece que as ordenadas do hidrograma do escoamento direto resultantes de uma precipitação útil discretizada em blocos contíguos, com a duração  $D$ , são obtidas pela soma das ordenadas dos hidrogramas do escoamento direto que correspondem a cada um dos blocos de precipitação útil.

Para a obtenção de um hidrograma unitário para uma dada bacia, é necessário dispor de informação diversa como os registos de precipitação e escoamento, características da bacia e conhecimento do estado de humidade do solo antecedendo a precipitação.

Devem obter-se registos simultâneos de precipitação e escoamento durante episódios de precipitação relativamente intensa, isolados e com distribuição aproximadamente uniforme em toda a bacia, com um caudal de ponta de cheia bem definido. Desta forma pode deduzir-se o hidrograma que corresponderia a uma precipitação útil unitária com a mesma duração efetuando os seguintes passos:

1. Ao hidrograma de escoamento total subtrai-se o escoamento base;
2. Determina-se o volume do escoamento direto e, a partir daí, a altura de precipitação útil que lhe corresponde;
3. Divide-se o hidrograma do escoamento direto pela altura de precipitação útil obtida.

Por outro lado, a definição do hidrograma correspondente a uma precipitação variável, conhecido o hidrograma unitário, será conseguida com:

1. A decomposição da chuvada numa sucessão de precipitações isoladas de duração igual à unitária;
2. A sobreposição dos hidrogramas relativos a cada precipitação isolada, que resulta no hidrograma de cheia.

### 3.4.2. MODELOS DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

Com a utilização dos computadores em hidrologia, surgiram os modelos de simulação hidrológica. Estes modelos procuram definir a resposta hidrológica das bacias a determinadas precipitações e a determinadas alterações, quer na rede hidrográfica, resultantes normalmente de obras hidráulicas, quer no revestimento dos solos da bacia (Lencastre, 1992). Com os modelos de simulação hidrológica procura-se traduzir por expressões matemáticas os diversos processos do ramo terrestre do ciclo hidrológico de uma bacia. Às alterações nela verificadas corresponderão modificações de valor dos parâmetros de algumas dessas expressões. Estes modelos são também correntemente designados de métodos de transformação precipitação-escoamento, pois, uma vez caracterizada a bacia, à introdução de hietogramas de precipitação, o modelo responde com hidrogramas de cheia.



#### 3.4.2.1 Escolha do modelo

Existem vários programas de cálculo automático para simulação hidrológica, que permitem simular os processos de formação, propagação e amortecimento de cheias naturais. Para a escolha de um modelo a utilizar os principais aspetos a ter em atenção são os objetivos do estudo, as características da bacia e do rio, a disponibilidade de dados e a familiaridade com o modelo (Tucci, 1998).

O objetivo para o qual o modelo é utilizado, influencia a escolha do mesmo. Por exemplo, os modelos utilizados para previsão de hidrogramas de cheia em tempo real têm características diferentes dos utilizados para extensão de séries hidrológicas. Enquanto o primeiro prioriza a determinação do caudal com rapidez e precisão, o segundo procura representar bem as estatísticas da série produzida.

Dada a grande variabilidade das características físicas e climáticas das bacias hidrográficas, um modelo dificilmente atenderá às condições de todos os sistemas. Portanto, para a escolha de um modelo é necessário conhecer as vantagens e desvantagens de cada um, as técnicas para a sua utilização e os algoritmos existentes.

A disponibilidade de dados é um fator preponderante na escolha do modelo, pois alguns modelos podem ser inviabilizados por exigirem muita informação, enquanto outros que utilizam poucos parâmetros relacionados com alguns indicadores, podem ser mais úteis.

Por último, entre os modelos tecnicamente aplicáveis a um problema, o melhor é por norma aquele com que o utilizador tem familiaridade e, consequentemente, maior sensibilidade para o seu uso.

#### 3.4.2.2 Registos utilizados nos modelos de simulação

Os modelos de simulação exigem, além dos hietogramas de precipitação, dados hidrometeorológicos referentes a eventos específicos.

##### a) Hietogramas de precipitação

Para o estudo da precipitação de uma bacia, recorre-se normalmente a séries de registos, em períodos comuns, de postos udométricos dentro e fora da mesma. Normalmente essas séries têm durações inferiores ao período de retorno pretendido para a obra, sendo por isso importante a extrapolação dos valores para esse período de retorno. A metodologia para extrapolação desses valores, análoga à extrapolação de valores de caudais, foi já abordada no Subcapítulo 3.3.

Para que os modelos representem adequadamente o hidrograma de cheia resultante dessa precipitação é fundamental uma estimativa da correspondente distribuição espacial e temporal. Apesar do recurso a séries de registos de um número de postos pluviométricos mais representativo possível da zona, é fundamental, para uma melhor caracterização da distribuição espacial da precipitação, recorrer a métodos de estimativa de precipitação tradicionais, sendo os mais utilizados, o método de Thiessen e o método das Isoietas.

O método de Thiessen consiste em unir postos adjacentes, dois a dois, por segmentos de reta, e traçar normais ao meio dos segmentos, formando polígonos com estas normais, polígonos de Thiessen. Cada um dos polígonos assim formado tem um único posto udométrico no seu interior, e considera-se que todos os pontos no seu interior têm valor de precipitação igual ao do posto.

O método das Isoietas consiste em traçar um mapa de isoietas, em que cada isoietas une pontos de igual precipitação. Segundo Lencastre (1992) este método apresenta melhores resultados que o método de Thiessen, uma vez que se poderá ter em consideração a topografia e as tendências climatológicas da bacia para o seu traçado.

Uma vez traçado o mapa de isoietas, a precipitação média de uma bacia ou sub-bacia é calculada por uma média ponderada de áreas entre isoietas e área total da bacia ou sub-bacia.

Por outro lado, a distribuição temporal é também uma questão de grande importância, pois a resposta da bacia hidrográfica em termos de evolução dos hidrogramas de cheia é diferente conforme o tipo de distribuição adotado. Se as durações de precipitação superiores ao tempo de concentração se associarem hietogramas com distribuição temporal uniforme, os caudais de ponta de cheia daí resultantes diminuem com o aumento da duração da chuvada (por diminuição da intensidade média da precipitação com o aumento da duração, para um dado período de retorno). Para contornar esta questão, a diferentes durações de chuvadas, superiores ao tempo de concentração da bacia, são associados hietogramas com distribuição temporal não uniforme, de forma a detetar as situações mais gravosas relativas a caudais de ponta e/ou volumes afluentes.

Existem vários modelos de curvas de distribuição temporal de precipitação para a determinação de hietogramas não uniformes, nomeadamente, modelos empíricos, modelos baseados nas curvas IDF (Intensidade-Duração-Frequência) e modelos baseados em registos de estações udográficas.

De acordo com Correia (1983) as curvas de distribuição temporal elaboradas por Huff "...são representadas de uma forma adimensional e constituem uma técnica adequada para obter hietogramas de precipitação realista. ...Escolhida uma distribuição, é possível saber, para cada duração expressa em percentagem total, qual a percentagem da precipitação total excedida com probabilidades diversas. Para efeitos de projeto é corrente considerar-se o valor mediano, correspondente à curva dos 50%".

A metodologia de Huff, baseada em registos de estações udográficas, consistiu em agrupar acontecimentos pluviosos em quatro grupos, consoante a localização da precipitação máxima, isto é, os acontecimentos pluviosos pertencem ao 1º, 2º, 3º ou 4º grupo, respetivamente, quando a precipitação máxima acumulada estiver no 1º, 2º, 3º ou 4º quartil da duração total. Para cada quartil desenhou várias curvas de distribuição temporal de precipitação consoante a sua probabilidade de ocorrência, possibilitando, assim, expressar a grande variabilidade dos acontecimentos pluviosos intensos (Brandão, 1995). De acordo com o Quadro 3.5 calculado por Correia (1981), o quartil com maior frequência será o 2º.

#### b) Dados hidrometeorológicos referentes a eventos específicos

Nos métodos de simulação hidrológica, a calibração do modelo precipitação-escoamento exige o conhecimento de alguns eventos de cheia, hietogramas e respetivos hidrogramas, ocorridos na bacia. Quando o modelo é usado para o cálculo de uma cheia de projeto com período de retorno elevado, os eventos, com os quais a calibração do modelo é feita, devem ser os maiores da série de caudais máximos anuais registados, para evitar a tendenciosidade do prognóstico (Tucci, 1998).

Quadro 3.5. Ocorrência dos quartis de Huff em percentagem, dada a duração total da chuvada (adaptado de Correia, 1983).

		Quartil				Frequência das durações
		1º	2º	3º	4º	
Duração (horas)	12	34	40	21	5	42
	12 a 24	28	34	32	7	33
	24	33	23	23	19	25
Frequência dos Quartis		32	34	25	9	100

#### 3.4.2.3 Calibração do modelo

Os parâmetros dos modelos variam de acordo com as características das bacias, mas também são influenciados por outras condições, como as que caracterizam o escoamento base. A calibração do modelo consiste em otimizar esses parâmetros de forma a que seja o mais representativo possível da realidade.

Normalmente, ajusta-se o modelo para os vários eventos específicos dos quais se dispõe de hietogramas e hidrogramas de cheia observados. Deste processo obtém-se, para cada evento específico, um conjunto diferente de parâmetros. Para a calibração do modelo é prática corrente a utilização de parâmetros de alguns eventos e verificação com outros, até chegar a um conjunto de parâmetros que melhor represente a totalidade de eventos específicos simulados (Tucci, 1998).

#### 3.4.2.4 Técnicas de ajuste dos parâmetros

Para realizar a simulação para os vários eventos específicos existem métodos tradicionais de determinação de parâmetros (Tucci, 1998):

- Medida direta;
- Amostragem;
- Ajuste por tentativa e erro.

A medida direta consiste na obtenção, por medida em mapas ou no terreno, de valores como o comprimento e as características da secção do rio. A amostragem consiste na medição de uma amostra que se considera representativa do comportamento do parâmetro, por exemplo, a rugosidade de um rio e a capacidade de infiltração de um tipo de solo. Por outro lado, no ajuste por tentativa e erro não há qualquer medição, com base nos dados observados das variáveis de entrada e de saída os parâmetros são obtidos por tentativas, adotando-se valores que se considerem representativos do comportamento do parâmetro.

#### 3.4.2.5 Programa de cálculo automático HEC-HMS

A experiência da EDP, na aplicação do programa de cálculo automático HEC-HMS a diferentes bacias do país, permitiu concluir que constitui uma ferramenta adequada para simulação hidrológica.

Na presente dissertação, a simulação hidrológica foi realizada recorrendo ao programa de cálculo automático HEC-HMS, versão 4.0, desenvolvido pelo “Hydrologic Engineering Center (HEC) do United States Army Corps of Engineers”, o qual permite simular os processos de formação, propagação e amortecimento de cheias naturais. A organização da componente precipitação-escoamento utilizada pelo programa HEC-HMS é apresentada no esquema da Figura 3.1.

Da precipitação definida sobre a bacia, parte escoar-se superficialmente e outra parte é intersetada ou infiltra-se, consoante as características de relevo e permeabilidade da bacia. A parte da precipitação que não é intercetada ou que não se infiltra forma um escoamento superficial. Somando esse escoamento superficial ao escoamento base obtém-se o escoamento total da bacia, sendo assim possível estabelecer um hidrograma de cheia na bacia. O programa HEC-HMS dispõe de vários modelos para simular os diferentes processos hidrológicos, nomeadamente, a infiltração e interceção da precipitação, a formação de escoamento superficial, o escoamento base e a propagação e amortecimento da cheia. Como não faz parte dos objetivos do trabalho uma análise de sensibilidade dos diferentes modelos, foram utilizados aqueles que a EDP normalmente aplica nos seus estudos. Assim, utilizou-se o método do Soil Conservation Service para simular o processo de interceção e infiltração, isto é, as perdas de precipitação, o método da Onda Cinemática para simulação do processo de formação do escoamento superficial e de propagação da onda de cheia ao longo dos canais e uma função de Recessão Empírica para o escoamento base.

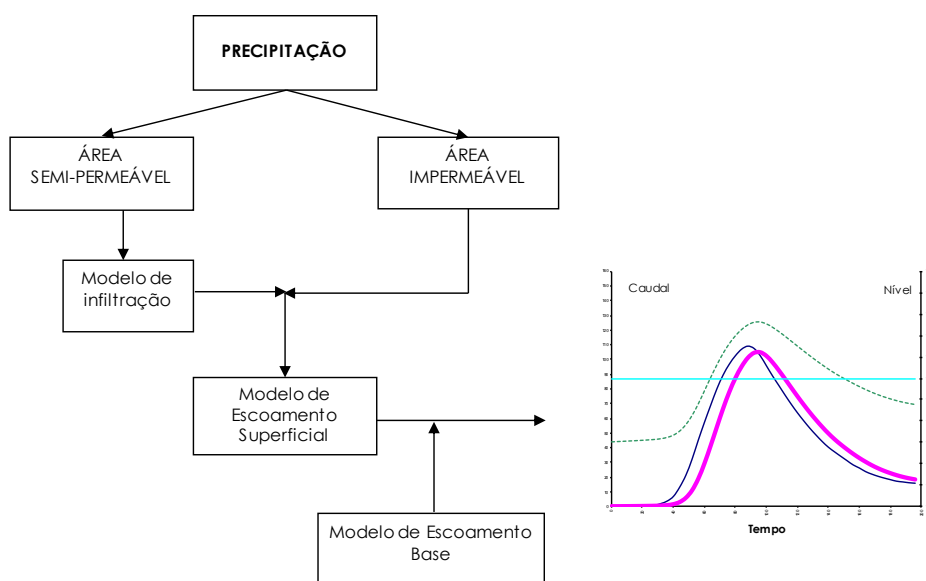


Figura 3.1. Organização da componente de precipitação-escoamento (HEC-HMS).

O Método do Soil Conservation Service (SCS) que simula perdas de precipitação, nomeadamente, por interceção e infiltração, assenta fundamentalmente na consideração de dois parâmetros, o número de escoamento (N) e as perdas iniciais da chuvada ( $I_a$ ) antes de se iniciar o escoamento superficial. O número de escoamento (N) depende do tipo hidrológico do solo, da utilização que lhe é dada e das suas condições da superfície. O Soil Conservation Service tabelou os valores deste parâmetro a partir da análise de numerosas bacias hidrográficas considerando quatro tipos de solo de acordo com a sua capacidade de gerar escoamento direto (Lencastre, 1992):

- Tipo A – apresentam permeabilidade elevada, correspondendo-lhe um baixo potencial de escoamento superficial;
- Tipo B – apresentam permeabilidade média a elevada, correspondendo-lhe um potencial de escoamento superficial inferior à média;
- Tipo C – apresentam permeabilidade média a reduzida, correspondendo-lhe um potencial de escoamento superficial superior à média;
- Tipo D – são quase impermeáveis, correspondendo-lhe um elevado potencial de escoamento superficial.

Cada tipo de solo, consoante a utilização que lhe é dada, apresenta um N distinto, que será tanto maior quanto mais impermeável for o solo, apresentando um valor teórico máximo de 100.

Relativamente às perdas iniciais da chuvada, com base em estudos experimentais em pequenas bacias hidrográficas, o SCS propôs que estas fossem aproximadas por 20% da capacidade máxima de retenção de água na bacia hidrográfica (S), podendo, no entanto, ser adotada qualquer outra percentagem.

O Método da Onda Cinemática para simulação dos processos de formação e propagação de escoamento superficial considera cada bacia, ou sub-bacia, dependendo da divisão realizada, como um sistema constituído por duas componentes fundamentais: superfícies de escoamento e canais coletores. As superfícies de escoamento são assimiladas a canais planos definidos pelo comprimento, inclinação e coeficiente de rugosidade e os canais coletores são caracterizados pelo comprimento, secção transversal, inclinação e coeficiente de rugosidade.

A função de Recessão Empírica para simulação do escoamento base numa dada secção do curso de água é caracterizada por três parâmetros:

- Escoamento no início da cheia, Ebo;
- Escoamento no final da cheia, Ebf;
- Constante de regressão, k.

Ebo e Ebf são traduzidos, respetivamente, pelas relações  $Ebo/A$  e  $Ebf/Q_p$ , em que A é a área de cada bacia ou sub-bacia em questão e  $Q_p$  é o caudal de ponta do hidrograma gerado na mesma. Por sua vez, a constante de regressão k é definida a partir da reta de regressão ajustada ao troço final do ramo descendente do hidrograma de cheia.

De referir que o programa HEC-HMS permite também realizar a calibração dos modelos adotados. Através de hietogramas observados e dos correspondentes hidrogramas, os parâmetros do modelo de perdas e do escoamento superficial podem ser estimados por calibração automática ou manual.



# 4

## REVISÃO DA CHEIA DE PROJETO DA BARRAGEM DE REBORDELO

### 4.1. SUMÁRIO

Neste capítulo apresenta-se o estudo da revisão da cheia de projeto do descarregador de cheias da barragem de Rebordelo, incluindo a determinação da nova cheia e a comparação com a inicial. Esta revisão é efetuada recorrendo à aplicação de métodos estatísticos e do modelo precipitação-escoamento HEC-HMS e tem em conta as exigências regulamentares. Previamente é apresentada uma breve caracterização do aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo e da respetiva bacia hidrográfica.

### 4.2. BREVE CARATERIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE REBORDELO

O aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo foi concluído em 2006 e posteriormente adquirido pela EDP, em 2008, já em fase de exploração. O aproveitamento localiza-se no rio Rabaçal, cerca de 1,5 km a jusante da confluência com o rio Mente e 34,5 km a montante da confluência com o rio Tuela (início do rio Tua).

Para além da barragem e dos órgãos de segurança, o aproveitamento compreende: elevador de peixes e dispositivo para lançamento do caudal ecológico, circuito hidráulico do grupo gerador e central.

A barragem é em betão, do tipo arco-gravidade, com paramento de montante vertical e paramento de jusante inclinado. Tem uma altura máxima acima das fundações de 35 m e 127 m de desenvolvimento ao nível do coroamento, o qual se encontra situado à cota (387,50). Este é composto por uma faixa com 4 m de largura, dispondo de guardas de proteção não maciças. Na barragem estão incorporados os órgãos de segurança, o elevador de peixes e o dispositivo para lançamento do caudal ecológico. A albufeira criada pela barragem possui uma capacidade de armazenamento total da ordem dos 3,13 milhões de m<sup>3</sup> e inunda uma área de 0,455 km<sup>2</sup>, ao nível do pleno armazenamento, situado à cota (386,00).

Os órgãos de segurança do aproveitamento, constituídos pelo descarregador de cheias e pela descarga de fundo, são descritos de forma detalhada no Capítulo 5.

O circuito hidráulico do grupo gerador desenvolve-se em túnel na margem direita do rio Rabaçal, tem uma extensão de 1683 m e um declive constante de 1,5%, localizando-se a entrada à cota (365,00) e a saída à cota (332,90).

A central hidroelétrica está equipada com um grupo Kaplan, com uma potência máxima instalada de 8,75 MW, sendo o caudal máximo turbinado de 24,4 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.3. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA BACIA HIDROGRÁFICA

O rio Rabaçal é um afluente do rio Tua e um subafluente da margem direita do rio Douro, tem uma extensão total de cerca de 85 km desde a nascente, em A Gudiña (Espanha), até à confluência com o rio Tuela. A sua bacia hidrográfica, com uma orientação genérica no sentido Norte-Sul, tem uma área total de 1430 km<sup>2</sup>, situando-se cerca de 50% em território espanhol.

A barragem de Rebordelo localiza-se aproximadamente 1,5 km a jusante da confluência do rio Mente. A parte da bacia contribuinte para a secção do rio no local da barragem de Rebordelo tem uma área de 848,2 km<sup>2</sup>, apresenta uma extensão de cerca de 50 km, sendo limitada a Este pela bacia do rio Tuela e a Oeste pela bacia do Mente. Apresenta cotas que variam entre 400 m e 1800 m, sendo a altitude média, calculada pela curva hipsométrica, de 916 m (Figura 4.1).

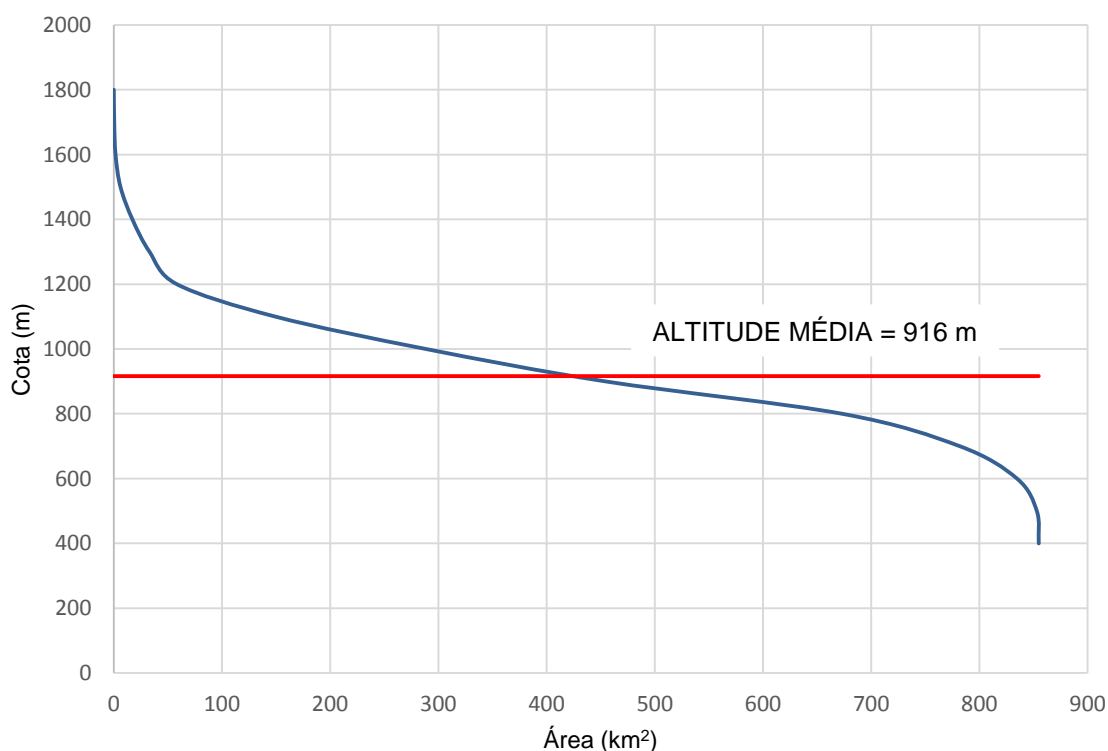


Figura 4.1. Curva hipsométrica da bacia hidrográfica do rio Rabaçal no local da barragem de Rebordelo.

A nível geológico a região onde a bacia do rio Rabaçal se insere possui uma significativa geodiversidade (Figura A.1 do Anexo A), correspondente a diferentes períodos de tempo geológico, que se distribui por território nacional e espanhol.

Genericamente, as litologias existentes na bacia podem enquadrar-se nas seguintes formações: rochas granitóides, xistos, peridotitos, e depósitos sedimentares.



No que diz respeito à geologia estrutural refere-se a presença de falhas de orientação Este-Oeste tanto na zona norte como numa zona mais a sul da bacia. De referir, também, cavalgamentos localizados na zona intermédia da bacia, associados às litologias dos Maciços de Morais e de Bragança.

Quanto às características de cobertura e utilização do solo da bacia do Rabaçal, através de informação contida na carta de uso do solo do projeto Corine-Land Cover (Figura A.2 do Anexo A), verifica-se que nas zonas mais altas a vegetação existente é predominantemente arbustiva, havendo algumas áreas praticamente desprovidas de vegetação e alguns nichos de floresta, enquanto que nas zonas de vale das principais linhas de água da bacia existe alguma ocupação agrícola. Em termos de ocupação urbana é de referir algumas pequenas povoações dispersas.

#### 4.4. CHEIA DE PROJETO INICIAL

De acordo com os documentos disponíveis, o caudal de ponta da cheia de projeto inicial foi fixado recorrendo a um único método estatístico (Pearson tipo III) aplicado à série de caudais instantâneos máximos anuais afluentes à estação hidrométrica de Rebordelo no período de 1955/56 a 1989/90 (Quadro 4.1).

Quadro 4.1. Caudais instantâneos máximos anuais na E.H. de Rebordelo, considerados no projeto (1955/56 a 1989/90).

Ano	Q (m <sup>3</sup> /s)	Data (d-m)	Ano	Q (m <sup>3</sup> /s)	Data (d-m)
1955/56	542	23-Mar	1973/74	286	15-Feb
1956/57	165	15-Feb	1974/75	74,3	3-Mar
1957/58	265	27-Mar	1975/76	22,5	19-Feb
1958/59	414	15-Abr	1976/77	196	25-Jan
1959/60	669	9-Dez	1977/78	733	28-Feb
1960/61	912	17-Nov	1978/79	764	29-Dez
1961/62	791	1-Abr	1979/80	120	24-Jan
1962/63	405	15-Feb	1980/81	112	12-Nov
1963/64	545	18-Feb	1981/82	834	30-Dez
1964/65	124	17-Mar	1982/83	221	16-Mai
1965/66	703	12-Feb	1983/84	233	20-Dez
1966/67	491	5-Nov	1984/85	285	9-Feb
1967/68	182	18-Abr	1985/86	213	24-Dez
1968/69	582	16-Mar	1986/87	82,9	27-Set
1969/70	471	5-Jan	1987/88	315	16-Out
1970/71	271	23-Jan	1988/89	60,6	1-Mar
1971/72	757	11-Feb	1989/90	350	21-Dez
1972/73	284	17-Jan			

Para o período de retorno fixado (1000 anos) resultou um valor de caudal de ponta de cheia de 1480 m<sup>3</sup>/s. Foi também efetuado o cálculo do tempo de concentração da bacia pela fórmula de Temez (Equação 3.6), obtendo-se um tempo de concentração de 13 horas. Com base nos valores da

ponta de cheia e do tempo de concentração obtidos, foi traçado, a partir do hidrograma unitário do Soil Conservation Service, o hidrograma da cheia com o período de retorno de 1000 anos (Figura 4.2).

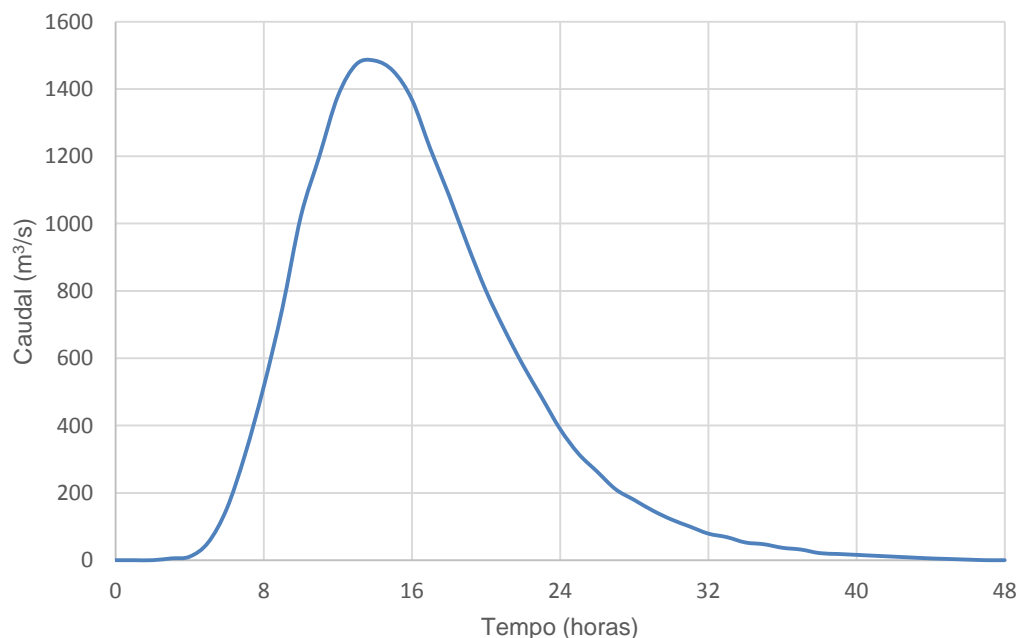


Figura 4.2. Hidrograma da cheia de projeto inicial afluente à barragem de Rebordelo (T=1000 anos).

## 4.5. NOVA CHEIA DE PROJETO

Para a determinação da cheia de projeto é imprescindível, numa primeira abordagem, a fixação do respetivo período de retorno. Conforme já referido no Capítulo 2, segundo o Regulamento de Segurança de Barragens (Art.º 15) e as Normas de Projeto de Barragens (Art.º 6), tal fixação deve ser efetuada tendo como base as características da barragem e o risco potencial a ela associado, função da ocupação do leito a jusante.

Uma vez que a barragem de Rebordelo é uma estrutura em betão com 35 m de altura máxima, de acordo com o Anexo I das NPB, o período de retorno da cheia de projeto deve ser fixado em 1000 anos, independentemente do risco potencial ser significativo ou elevado.

No presente trabalho, tendo em conta a fase da vida em que a obra se encontra (exploração), os registos hidrometeorológicos disponíveis (caudais e precipitações) e a experiência que a EDP Produção tem na aplicação do modelo precipitação-escoamento HEC-HMS, a determinação da nova cheia de projeto foi feita recorrendo à aplicação deste modelo e de métodos estatísticos.

### 4.5.1. DADOS HIDROMETEREOLÓGICOS GERAIS

#### 4.5.1.1 Caudais instantâneos máximos anuais

Para o cálculo das cheias no local da barragem de Rebordelo, com base na análise estatística de caudais, foi considerada uma série de caudais instantâneos máximos anuais, pois, como já referido no Subcapítulo 3.3., para a previsão de caudais de cheia com elevado período de retorno é mais

eficiente do que as séries acima de um dado limiar. Os valores da série utilizada foram registados na estação hidrométrica de Rebordelo, integrada na rede hidrometeorológica explorada pela EDP.

A estação hidrométrica de Rebordelo, que se encontra em funcionamento desde Outubro de 1955, localiza-se na margem esquerda do rio Rabaçal, 600 m a jusante da barragem de Rebordelo. Situa-se à cota (344,71) e limita uma bacia com uma área de 857 km<sup>2</sup>. Esta estação apresenta uma série de registos completa desde a data da sua entrada em funcionamento, até à atualidade. Tendo em consideração que o aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo entrou em funcionamento em 2006, para efeitos do presente estudo, a série de caudais instantâneos máximos anuais utilizada restringiu-se ao período de 50 anos compreendido entre 1955/56, data de entrada em funcionamento da estação hidrométrica, e 2004/05, ano anterior ao início da fase de exploração do empreendimento. A referida série é apresentada no Quadro B.2 do Anexo B.

#### 4.5.1.2 Precipitações máximas anuais em 24 horas

A aplicação do método de simulação hidrológica requer uma prévia análise de precipitações, tanto a nível de precipitações máximas anuais em 24 horas, como de eventos específicos de precipitação e caudais, abordados no ponto seguinte.

Uma vez que a ocorrência de precipitação é um fenómeno intimamente dependente das características do relevo, o padrão que traduz as variações de precipitação apresenta uma notória continuidade espacial, o que implica que a análise desta grandeza deva ser regional e não apenas local. É também de grande importância que a análise seja feita para um período de observação com uma extensão temporal representativa.

No presente estudo, foi analisada, não só a bacia hidrográfica em causa, mas também uma área envolvente da mesma, estando assinalados na Figura 4.3 os postos pluviométricos em território português e espanhol que foram considerados, tendo em vista a análise das precipitações máximas anuais em 24 horas. Conforme se pode observar, dos 9 postos selecionados, 3 situam-se no interior da bacia e os restantes 6 na zona envolvente da mesma. No Quadro 4.2 apresentam-se as principais características dos referidos postos.

Quadro 4.2. Postos pluviométricos considerados no estudo.

POSTO PLUVIOMÉTRICO		Início Observação	Cota (m)	Tipo
Referência	Nome			
02O01	Gestosa	1932/33	705	Udométrico
02O02	Vinhais	1912/13	675	Udométrico
02P01	Moimenta da Raia	1938/39	885	Climatológico
03M01	Chaves	1931/32	340	Udográfico
03N01	Travancas	1912/13	900	Udográfico
03N02	Tinhela	1931/32	590	Udométrico
03O01	Rebordelo	1931/32	550	Udométrico
03P01	Celas	1931/32	915	Udométrico
-	A Gudiña	-	910	Climatológico



- Cheia de janeiro de 1962: 28/12/1961 a 4/01/1962;
- Cheia de dezembro de 1989: 14/12/1989 a 24/12/1989.

Para a caracterização das chuvadas que estiveram na origem destas cheias recorreu-se a registos udográficos e udométricos dos postos existentes na zona, os quais são apresentados nos Quadros 4.3 e 4.4 (registos de precipitações diárias) e nas Figuras 4.4 a 4.6 (hietogramas dos eventos específicos).

Quadro 4.3. Registos de precipitações diárias. Cheia de janeiro de 1962.

POSTO PLUVIOMÉTRICO		PRECIPITAÇÃO DIÁRIA (mm)							Total
Ref.	Nome	Dezembro de 1961			Janeiro de 1962				
		29	30	31	1	2	3	4	
02O01	Gestosa	9.9	14.1	35.0	11.9	40.9	17.3	7.8	137
02O02	Vinhais	16.0	26.8	50.0	30.8	57.2	10.0	5.8	197
02P01	Moimenta da Raia	18.2	28.9	55.0	37.6	57.8	25.0	10.0	233
03M01	Chaves	11.2	12.0	38.5	30.0	24.7	24.0	1.0	141
03N01	Travancas	11.0	12.9	38.3	21.0	37.3	13.0	9.4	143
03N02	Tinhela	7.4	18.6	21.4	36.4	22.2	4.2	4.4	115
03O01	Rebordelo	15.0	12.0	23.4	32.0	48.0	7.0	2.0	139
03P01	Celas	17.9	18.2	62.4	37.6	61.1	14.2	3.0	214

Quadro 4.4. Registos de precipitações diárias. Cheia de dezembro de 1989.

POSTO PLUVIOMÉTRICO		PRECIPITAÇÃO DIÁRIA (mm)										Total
Ref.	Nome	Dezembro de 1989										
		15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
02O01	Gestosa	25.2	17.5	40.1	17.2	7.5	0.2	44.0	41.3	5.0	0.5	199
02O02	Vinhais	35.0	29.0	53.0	29.0	7.0	0.0	65.0	41.0	6.0	0.0	265
02P01	Moimenta da Raia	51.2	21.7	59.5	43.1	8.0	0.6	54.7	50.3	5.1		294
03M01	Chaves	18.0	17.0	27.5	30.0	0.0	6.5	49.0	19.0	3.5	0.0	167
03N01	Travancas	11.9	15.0	33.8	35.0	8.7	1.3	37.5	43.4	2.3	0.0	189
03N02	Tinhela	12.4	32.7	36.8	32.8	7.3	4.8	37.3	15.4	4.4	3.8	188
03O01	Rebordelo	9.7	21.7	32.8	30.4	5.7	0.5	36.2	32.5	6.7	1.6	178
03P01	Celas	12.0	30.4	72.4	34.2	8.0	1.0	59.4	47.2	6.5		271

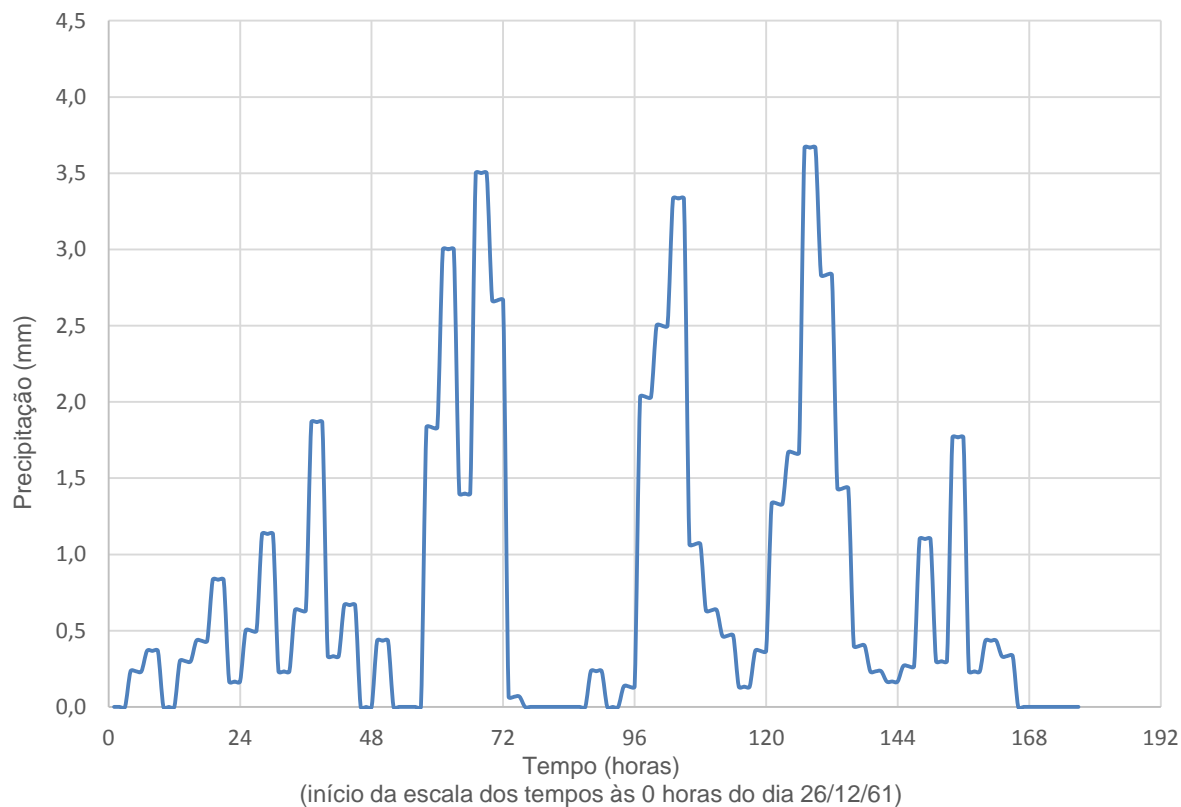


Figura 4.4. Hietograma observado no posto udográfico de Travancas. Cheia de janeiro de 1962.

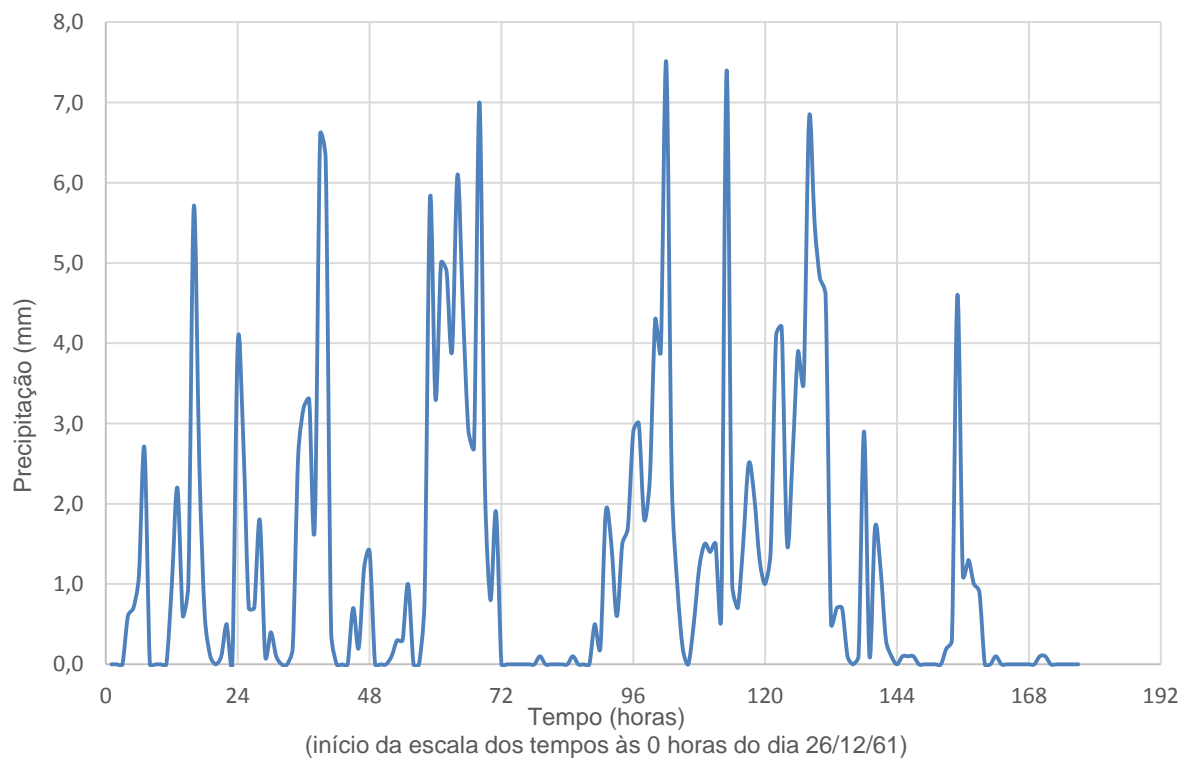


Figura 4.5. Hietograma observado no posto udográfico de Moimenta da Raia. Cheia de janeiro de 1962.

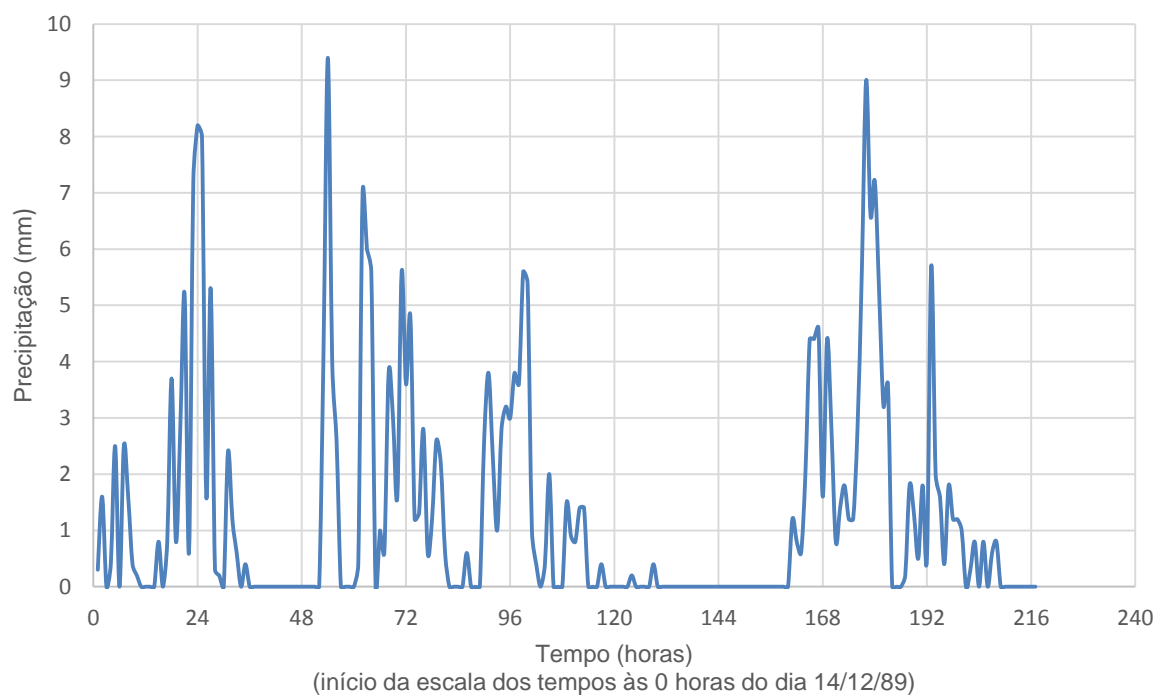


Figura 4.6. Hietograma observado no posto udográfico de Moimenta da Raia. Cheia de dezembro de 1989.

A caracterização dos caudais resultantes das respetivas chuvadas foi feita a partir dos hidrogramas registados na estação hidrométrica de Rebordelo e estão representados nas Figura 4.7 e 4.8.

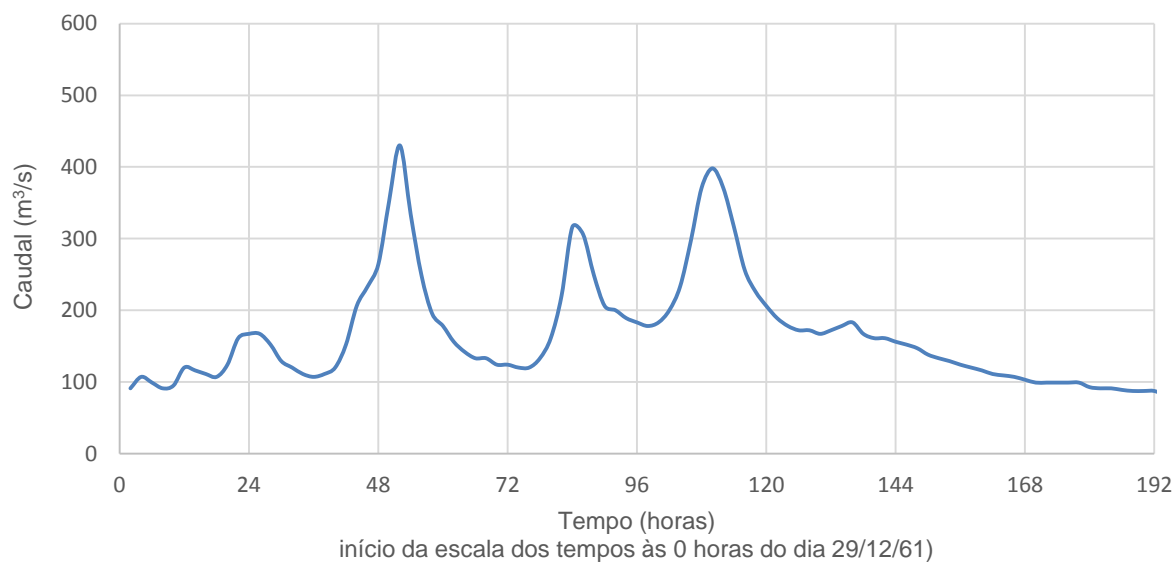


Figura 4.7. Hidrograma observado na E.H. de Rebordelo. Cheia de janeiro de 1962.

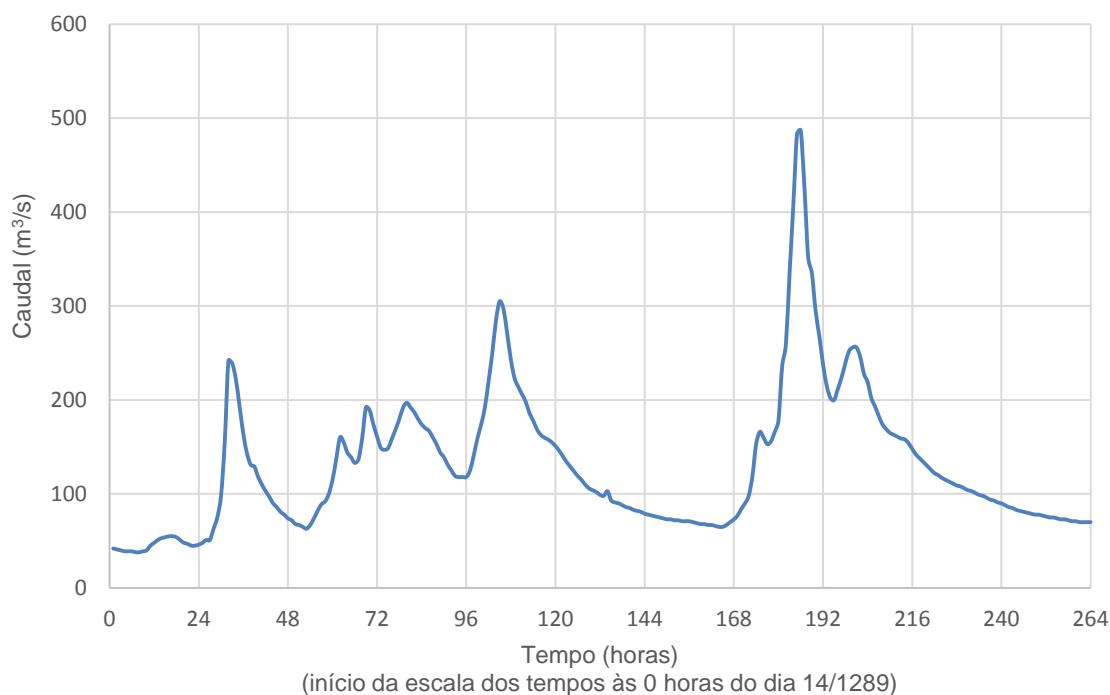


Figura 4.8. Hidrograma observado na E.H. de Rebordelo. Cheia de dezembro de 1989.

#### 4.5.3. ESTUDO DE PRECIPITAÇÕES EXTREMAS

##### 4.5.3.1 Precipitações máximas em 24 horas

A análise estatística de precipitações incidiu sobre as séries de valores das precipitações máximas anuais em 24 horas registadas nos postos pluviométricos considerados no estudo. Esta análise segue os passos já referidos no Subcapítulo 3.3 e é realizada para as séries com uma extensão de 57 anos hidrológicos, compreendidos entre 1938/39 e 1994/95, para os 8 postos portugueses e de 21 anos, compreendidos entre 1970 e 1990, para o posto udométrico espanhol.

##### a) Testes de aleatoriedade e homogeneidade das séries

Da aplicação dos testes referidos no ponto 3.3.1 para a análise da aleatoriedade das séries dos valores da precipitação máxima anual em 24 horas, com um nível de confiança de 95%, resultaram os Quadros B.6 e B.7 apresentados no Anexo B.

Usando como critério para a efetiva rejeição de uma série de precipitações que esta seja rejeitada por um mínimo de dois testes de aleatoriedade e homogeneidade, conclui-se, pela análise dos quadros referidos, que a hipótese de aleatoriedade e homogeneidade foi rejeitada para a série do posto udométrico de A Gudiña.



b) Ajuste de leis teóricas de distribuição de probabilidade

Das leis teóricas de distribuição de probabilidade já elencadas no ponto 3.3.2.2, para as séries dos valores de precipitação máxima anual em 24 horas é aplicada a lei de Gumbel. Com efeito, de acordo com os estudos sobre precipitações intensas em postos pluviométricos do território português (Brandão, 1995), conclui-se que "... a distribuição de Gumbel é aquela que melhor se ajusta às séries de dados e, como tal, a que melhor caracteriza o fenómeno da precipitação intensa". Nesses estudos refere-se ainda que a lei em causa é "... a que melhor caracteriza a relação entre a intensidade de precipitação e o período de retorno para uma dada duração".

A função densidade de probabilidade que lhe está associada já foi anteriormente definida assim como as condições de aplicabilidade. Os valores obtidos para os parâmetros  $\alpha$  e  $x_0$ , calculados pelo método dos mínimos dos quadrados, são apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5. Ajustes da distribuição de Gumbel às séries das precipitações máximas anuais em 24 horas (1938/39 a 1994/95).

POSTO PLUVIOMÉTRICO		PARÂMETRO		TESTES À QUALIDADE DO AJUSTE				
Ref.	Nome	$\alpha$	$X_0$	$r$	$Qui^2$			
02O01	Gestosa	9.190	44.64	0.981	6.199	N. rej.	0	N. rej.
02O02	Vinhais	14.069	50.78	0.993	4.019	N. rej.	0	N. rej.
02P01	Moimenta da Raia	16.186	50.44	0.968	15.823	<b>Rejeita</b>	3	<b>Rejeita</b>
03M01	Chaves	8.393	37.35	0.976	8.774	N. rej.	0	N. rej.
03N01	Travancas	10.531	42.02	0.995	6.141	N. rej.	0	N. rej.
03N02	Tinhela	13.894	38.28	0.940	15.507	N. rej.	2	<b>Rejeita</b>
03O01	Rebordelo	9.749	39.42	0.994	2.943	N. rej.	0	N. rej.
03P01	Celas	18.407	55.17	0.986	10.643	N. rej.	0	N. rej.

N. rej. - A hipótese da série ser ajustada pela lei não é rejeitada.

Rejeita- A hipótese da série ser ajustada pela lei é rejeitada.

c) Avaliação da qualidade do ajuste da lei teórica

Para avaliar o ajustamento, ou adaptabilidade, do modelo de distribuição teórico considerado à distribuição empírica da amostra, para além da visualização gráfica e a determinação do coeficiente de correlação ( $r$ ), foram aplicados dois testes estatísticos de rejeição, o teste do Qui-Quadrado ( $\chi^2$ ) e o teste Kolmogorov-Smirnov baseado na função de distribuição empírica da amostra. Ambos os testes já foram abordados no ponto 3.3.3.

Os resultados da aplicação dos testes de qualidade do ajuste da lei de Gumbel com nível de confiança de 95%, bem como os valores obtidos para os coeficientes de correlação, são apresentados no Quadro 4.5.

Pela análise do quadro verifica-se que a hipótese das séries serem ajustadas por aquela lei é rejeitada por ambos os testes apenas no posto de Moimenta da Raia.

d) Extrapolação para vários períodos de retorno

As precipitações máximas anuais em 24 horas ( $P_{24}$ ) em cada posto pluviométrico, com base no período de 57 anos hidrológicos, para o período de retorno de 1000 anos, foram calculadas a

partir da inversa da função de probabilidade acumulada da distribuição de Gumbel. Os valores obtidos são apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6. Precipitação máxima anual em 24 horas nos postos pluviométricos (T= 1000 anos).

Posto Pluviométrico		Precipitação P <sub>24</sub> (mm)
Ref.	Nome	
02O01	Gestosa	108
02O02	Vinhais	148
02P01	Moimenta da Raia	162
03M01	Chaves	95
03N01	Travancas	115
03N02	Tinhela	134
03O01	Rebordelo	107
03P01	Celas	182

e) Mapa das isoietas

Com os valores de precipitações máximas anuais em 24 horas para o período de retorno de 1000 anos, calculados no ponto anterior, e usando como referência o padrão da distribuição espacial das precipitações máximas anuais em 24 horas na bacia do Douro, definido no âmbito do “Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Douro” (INAG, 1999), foi traçado o respetivo mapa das isoietas sobre a bacia em estudo (Figura 4.9).

#### 4.5.3.2 Precipitações com duração diferente de 24 horas

A precipitação interveniente na ocorrência de cheias só ocasionalmente coincidirá com a precipitação máxima em 24 horas anteriormente estimada para o período de retorno de 1000 anos, por essa razão é fundamental o uso de diferentes durações de precipitação no cálculo da cheia de projeto.

É usual recorrer-se ao tempo de concentração de uma bacia hidrográfica para a definição das durações de chuvadas a considerar num estudo deste tipo. Se por um lado, quanto menor duração tiver a chuvada maior será a intensidade de precipitação que lhe corresponde, para o mesmo período de retorno, que pode conduzir a maiores caudais, por outro, para durações inferiores ao tempo de concentração, a bacia não está a contribuir na totalidade para o caudal escoado na secção em estudo. Segundo Correia (1983) “Como princípio geral parece preferível adotar uma duração de chuvada superior ao tempo de concentração conjuntamente com uma distribuição temporal plausível...”.

No presente estudo, as precipitações com duração diferente de 24 horas foram definidas tendo em conta as conclusões, quer do trabalho de Brandão (1995), quer do estudo das cheias realizado pela HIDRORUMO no âmbito do “Plano de Bacia Hidrográfica do rio Douro” (INAG, 1999), tendo resultado a seguinte relação:

$$\frac{P_d}{P_{24}(T)} = \left(\frac{d}{24}\right)^a \quad (4.1)$$

em que:

$d$ - duração da chuvada [horas];

$P_d$ - precipitação para um tempo de duração da chuvada,  $d$ , para o mesmo período de retorno;

$P_{24}(T)$ - precipitação em 24 horas para um período de retorno,  $T$ ;

$a=0,3776$ .

O parâmetro  $a$  foi retirado do Plano de bacia do Douro, onde é indicado como representativo de toda a área da bacia do Douro, na qual a bacia em estudo se integra.

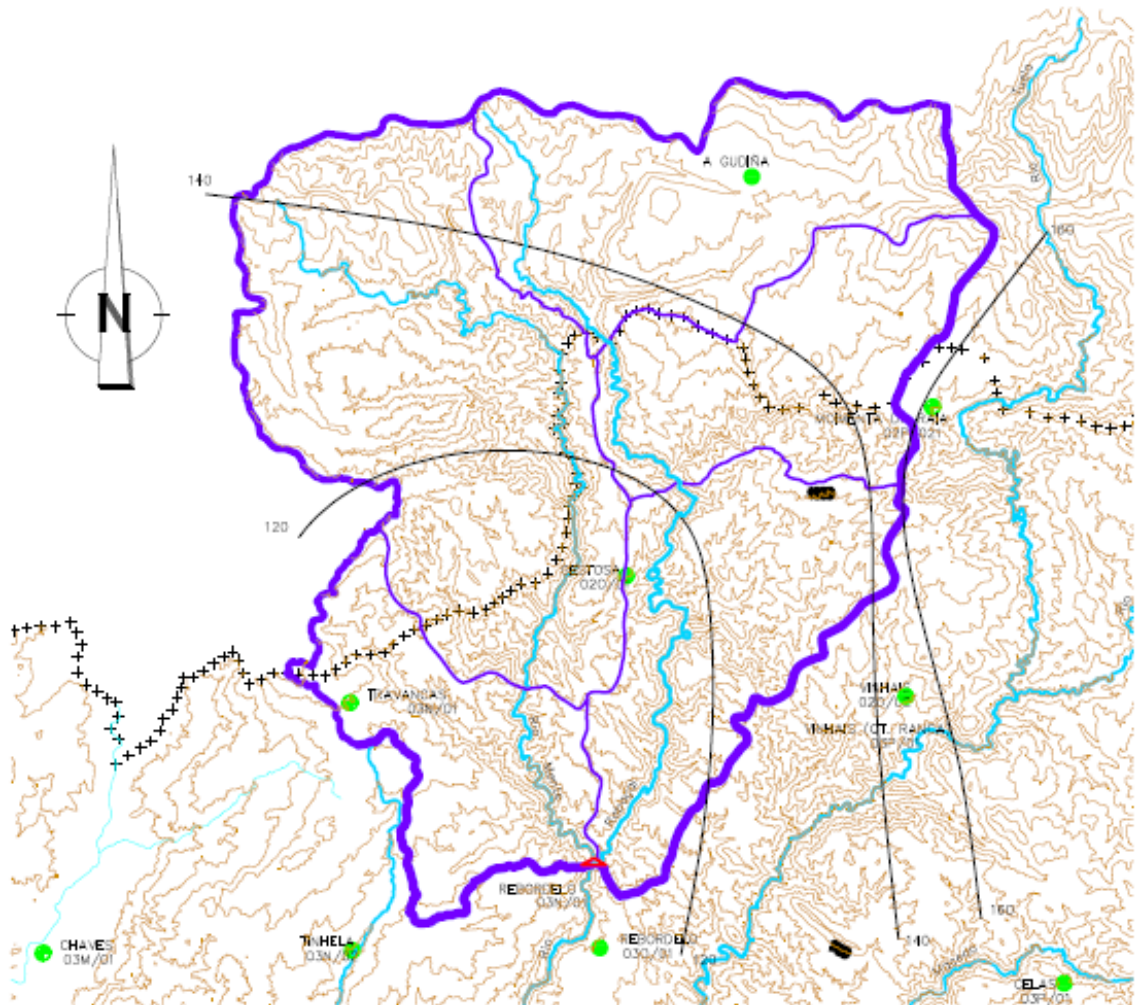


Figura 4.9. Isoietas das precipitações máximas anuais em 24 horas ( $T=1000$  anos).

#### 4.5.3.3 Hietograma de cálculo

Para a aplicação do modelo precipitação-escoamento HEC-HMS é necessário, para além de uma boa caracterização da bacia hidrográfica em estudo, uma boa caracterização das chuvadas que irão dar

origem ao escoamento. Torna-se neste contexto necessária a definição de hietogramas de cálculo a simular para a obtenção dos respetivos hidrogramas.

A definição de um hietograma de cálculo pressupõe o conhecimento da duração da chuvada, a sua quantidade total, associada à duração e frequência de ocorrência, e a respetiva distribuição temporal.

#### a) Duração da chuvada

Para que a chuvada caída sobre uma bacia seja geradora do caudal máximo de cheia que lhe corresponde, deverá ter uma duração igual ou superior ao tempo de concentração dessa bacia (Correia, 1983).

Para determinar o tempo de concentração na secção em estudo utilizaram-se as fórmulas de Giandotti, Teméz e Kirpich cujas expressões já foram apresentadas no ponto 3.2.2.1. Para a aplicação destas fórmulas utilizaram-se os valores de área de 848,2 km<sup>2</sup>, extensão do rio a montante da secção de 50,95 km, declive médio do rio de 0,011776 e altitude média da bacia de 916 m, tendo-se obtido os valores de tempo de concentração apresentados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7. Tempo de concentração da bacia hidrográfica dominada pela barragem de Rebordelo.

Tempo de concentração - t <sub>c</sub> (horas)		
Teméz	Kirpich	Giandotti
13,8	7,6	8,0

Tendo em conta os resultados obtidos, no prosseguimento do estudo admite-se que o tempo de concentração da bacia é de 10 horas, aproximadamente igual à média dos tempos de concentração obtidos. Para o cálculo das cheias foram consideradas durações de chuvadas até 3 vezes o tempo de concentração da bacia, com espaçamentos de 5 horas, tendo em vista uma análise de sensibilidade. Assim, as durações consideradas foram de 10, 15, 20, 25, 30 horas.

#### b) Precipitação total

Para a determinação das precipitações com as durações definidas, para o período de retorno fixado, foi previamente realizada uma subdivisão da bacia hidrográfica a montante da secção em estudo de forma a definir áreas mais homogéneas (Figura 4.10). Apresentam-se também o valor da área de cada sub-bacia (Quadro 4.8).

Quadro 4.8. Área das sub-bacias.

Sub-bacia	Área (km <sup>2</sup> )
Rabaçal 1	290,8
Rabaçal 2	105,9
Rabaçal 3	168,3
Rabaçal 4	134,6
Rabaçal 5	148,6
Total	848,2



Figura 4.10. Sub-bacias da bacia hidrográfica dominada pela barragem de Rebordelo.

Após a subdivisão, foram calculadas as precipitações máximas anuais em 24 horas ponderadas sobre as várias sub-bacias, obtendo-se os valores apresentados no Quadro 4.9.

Quadro 4.9. Precipitações máximas anuais em 24 horas nas várias sub-bacias.

Sub-Bacia	P <sub>24</sub> (mm)
	T=1000
Rabaçal 1	126
Rabaçal 2	110
Rabaçal 3	147
Rabaçal 4	139
Rabaçal 5	121
Média	129

À média destas precipitações ponderadas foi aplicada a relação já anteriormente referida no ponto 4.7.2, traduzida pela Equação 4.1, tendo-se obtido as precipitações com durações

diferentes de 24 horas para o período de retorno de 1000 anos, para cada sub-bacia (Quadro 4.10).

Quadro 4.10. Precipitações com durações diferentes de 24 horas nas várias sub-bacias.

Sub-Bacia	P <sub>d</sub> (mm)				
	d (horas)				
	10	15	20	25	30
Rabaçal 1	90	105	117	127	137
Rabaçal 2	79	92	103	112	120
Rabaçal 3	106	123	138	150	160
Rabaçal 4	100	117	130	141	152
Rabaçal 5	87	101	113	123	132

#### c) Distribuição temporal

Para além da distribuição uniforme, utilizou-se também a distribuição temporal de Huff. Pelo motivo já explanado no ponto 3.4.2.2, dos quatro hietogramas cumulativos adimensionais, habitualmente designados por distribuições de Huff do primeiro, segundo, terceiro e quarto quartil, neste estudo adotou-se o segundo. Os valores adimensionais da distribuição do 2º quartil de Huff para as diferentes durações de chuvadas encontram-se nos Quadros B.11 e B.12 do Anexo B.

#### 4.5.4. SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

Com vista à aplicação do modelo de precipitação-escoamento à bacia do Rabaçal contribuinte para a secção em estudo, esta foi dividida em 5 sub-bacias (Figura 4.10) e cada uma é constituída por duas superfícies de escoamento, correspondentes às zonas à esquerda e à direita da linha de água que as atravessa. Efetua-se esta subdivisão porque o modelo permite determinar os hidrogramas de cheia de cada sub-bacia, fazendo de seguida a combinação e propagação dos mesmos segundo o esquema topológico definido pelo utilizador (Figura 4.11). Tal subdivisão é de todo conveniente, pois consegue-se uma melhor caraterização da bacia com base em áreas mais reduzidas.

Nos Quadro 4.11 e 4.12 apresentam-se as caraterísticas fisiográficas necessárias para o modelo de simulação hidrológica.

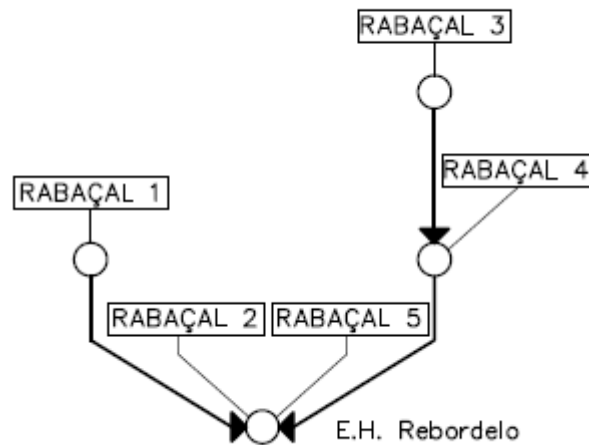


Figura 4.11. Esquema topológico adotado para o HEC-HMS.

Quadro 4.11. (1/2) Características fisiográficas consideradas no modelo de simulação hidrológica.

SUPERFÍCIES DE ESCOAMENTO					
Sub-bacias	Área		Largura (m)	Declive (m/m)	Fact. Rugosidade (m <sup>-1/3</sup> s)
	(km <sup>2</sup> )	(%)			
Rabaçal 1	182,7	63	4438	0,15	0,3
	108,1	37	2626	0,25	0,3
Rabaçal 2	90,4	85	7513	0,15	0,3
	15,5	15	1288	0,15	0,3
Rabaçal 3	16,7	10	1172	0,25	0,3
	151,6	90	10655	0,15	0,3
Rabaçal 4	9,4	7	957	0,25	0,3
	125,2	93	12757	0,15	0,3
Rabaçal 5	36,7	25	1439	0,25	0,3
	111,9	75	4388	0,15	0,3

Quadro 4.12. (2/2) Características fisiográficas consideradas no modelo de simulação hidrológica.

LINHAS DE ÁGUA					
Sub-bacias	Comprimento (m)	Declive (m/m)	Secção (trapezoidal)		Coef. Manning (m <sup>-1/3</sup> s)
			Base (m)	Declive Taludes	
Rabaçal 1	41163	0,0161	8	1/2,5	0,07
Rabaçal 2	12033	0,0038	10	1/2,5	0,07
Rabaçal 3	14231	0,0228	8	1/2,5	0,07
Rabaçal 4	9815	0,0107	8	1/2,5	0,07
Rabaçal 5	25503	0,0063	10	1/2,5	0,07

#### 4.5.4.1 Caraterização do modelo

Conforme já justificado, no modelo de precipitação-escoamento adotado neste estudo recorre-se ao método do Soil Conservation Service para simular o processo de interceção e infiltração, isto é, as perdas de precipitação, ao método da Onda Cinemática para simulação dos processo de formação do escoamento superficial e de propagação da onda de cheia ao longo dos canais e uma função de Recessão Empírica para o escoamento base.

#### 4.5.4.2 Calibração do modelo

A calibração, como já foi referido, consiste em otimizar os parâmetros que definem os modelos de perdas e escoamento superficial selecionados, e ainda, caraterizam o escoamento base. Para a calibração utilizam-se hidrogramas e hietogramas dos dois eventos específicos já referidos: cheias de janeiro de 1962 e de dezembro de 1989, obtendo-se assim um conjunto distinto de parâmetros para cada um dos eventos, definindo-se posteriormente um novo conjunto de parâmetros a adotar para a simulação. Como a simulação hidrológica tem em vista o cálculo da cheia de projeto, esse conjunto de parâmetros será definido de um modo conservativo, adotando-se parâmetros que conduzam a maiores valores de caudal de ponta de cheia.

O valor total e a distribuição temporal da chuvada foram obtidos a partir dos hietogramas nos postos udográficos existentes na zona da bacia, disponibilizados pela APA. Apesar do esforço para a obtenção dos hietogramas nos dois postos udográficos considerados no estudo, apenas foram conseguidos para a cheia de 1962, para a cheia de dezembro de 1989 só havia registos de precipitações horárias no posto de Moimenta da Raia. No Quadro 4.13 são apresentadas as áreas de influência consideradas dos postos udográficos referidos, para cada um dos eventos.

Para definir a distribuição espacial das chuvadas foram traçados mapas de isoietas da precipitação total da chuvada que esteve na origem da cheia para cada um dos eventos específicos (Figuras 4.12 e 4.13). Estes mapas foram definidos com base nos registos das precipitações médias anuais em 24 horas dos postos pluviométricos existentes na zona da bacia (Quadro 4.3 e 4.4).

Quadro 4.13. Áreas de influência dos postos udográficos para cada um dos eventos específicos.

<b>Evento Específico</b>	<b>Sub-bacia</b>	<b>Posto Udográfico</b>
Cheia janeiro 1962	Rabaçal 1	Travancas
	Rabaçal 2	Travancas
	Rabaçal 3	Moimenta da Raia
	Rabaçal 4	Moimenta da Raia
	Rabaçal 5	Travancas
Cheia dezembro 1989	Rabaçal 1	Moimenta da Raia
	Rabaçal 2	
	Rabaçal 3	
	Rabaçal 4	
	Rabaçal 5	







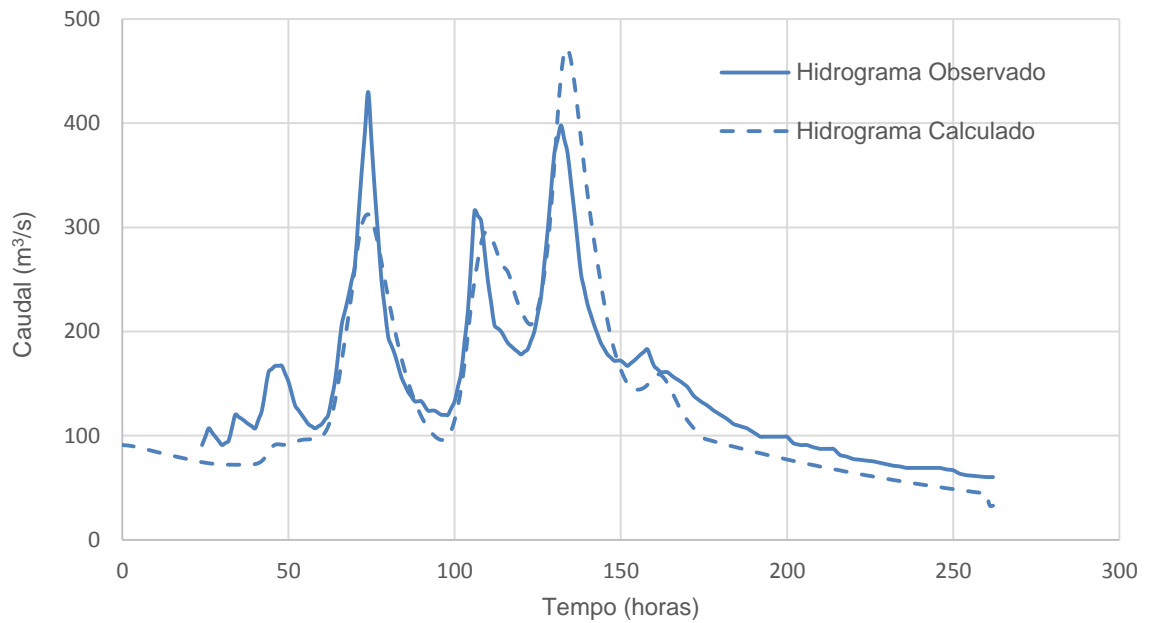


Figura 4.14. Hidrograma resultante da calibração do modelo. Cheia de janeiro de 1962.

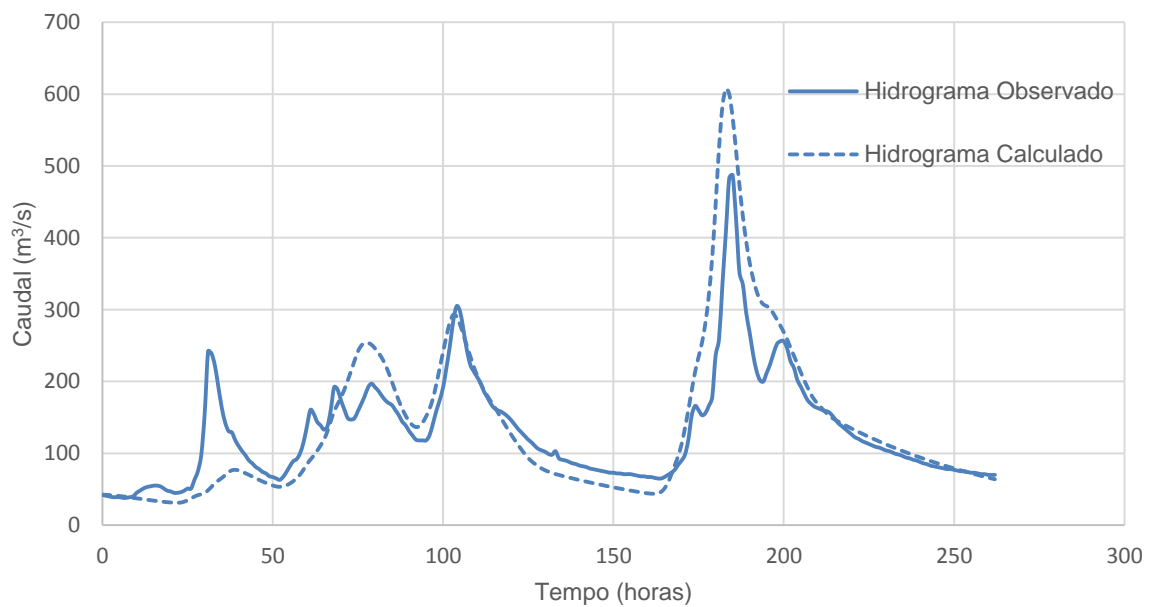


Figura 4.15. Hidrograma resultante da calibração do modelo. Cheia de dezembro de 1989.

#### 4.5.4.3 Simulação da cheia no local da barragem

Na aplicação do modelo precipitação-escoamento no cálculo da cheia para o período de retorno de 1000 anos no local da barragem de Rebordelo, para além dos parâmetros fisiográficos apresentados

nos Quadros 4.11 e 4.12, foram também adotados os seguintes valores para os parâmetros caracterizadores das perdas e do escoamento base:

- Número de escoamento (N)

Com base em bibliografia da especialidade e tendo em conta não só as características de permeabilidade e ocupação do solo já mencionadas, mas também os resultados obtidos na calibração apresentada no ponto anterior, considerou-se o número de escoamento 70.

- Perdas iniciais de chuvada ( $I_a$ )

Admitiu-se não haver perdas iniciais, tendo em conta que, aquando da ocorrência de cheias com este período de retorno tão elevado, é razoável aceitar que a capacidade de retenção da bacia está totalmente esgotada,  $I_a = 0$ .

- Escoamento base

Tendo em conta os resultados das simulações admitiu-se:

$$E_{b0}/A = 0,107 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$E_{bf}/Q_p = 0,20$$

$$K = 0,80$$

Os hidrogramas de cheia obtidos para o período de retorno de 1 000 anos e para os vários cenários de precipitação considerada, uniforme e não uniforme e com duração igual ou superior ao tempo de concentração, são apresentados no Quadro 4.15 e na Figura 4.16.

A análise da Figura 4.16 permite verificar o efeito significativo da duração e distribuição temporal das chuvadas. Os hidrogramas mais gravosos (em termos de caudal de ponta e volume) correspondem às chuvadas com distribuição temporal não uniforme, de acordo com o 2º quartil de Huff, e maiores durações.

Quadro 4.15. Caudais de ponta de cheia afluentes à barragem de Rebordelo, obtidos por simulação hidrológica (T=1000 anos).

Cenário chuvada		Caudal de ponta (m <sup>3</sup> /s)
P (uniforme)	d=10 h	852
	d=15 h	1010
	d=20 h	1010
	d= 25 h	982
	d= 30 h	918
P (2º Quartil Huff)	d=10 h	859
	d=15 h	1073
	d=20 h	1199
	d= 25 h	1259
	d= 30 h	1297

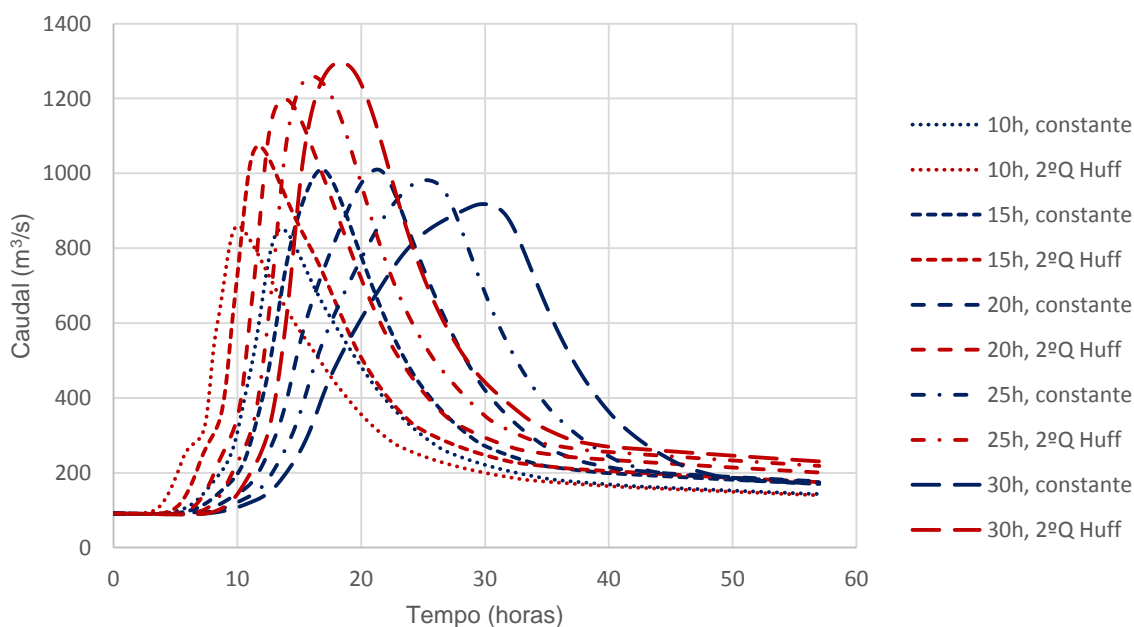


Figura 4.16. Hidrogramas de cheia afluentes à barragem de Rebordelo, obtidos por simulação hidrológica (T=1000 anos).

#### 4.5.5. ANÁLISE ESTATÍSTICA DE CAUDAIS

Nesta abordagem do estudo de cheias foi utilizada a série de caudais instantâneos máximos anuais registados na estação hidrométrica de Rebordelo. Esta estação, conforme já referido, localiza-se 600 metros a jusante da barragem de Rebordelo no rio Rabaçal. A série de caudais instantâneos utilizada no estudo foi de 50 anos de registos referentes ao período entre os anos hidrológicos de 1955/56 e 2004/05.

a) Análise da aleatoriedade e homogeneidade das séries

Os métodos utilizados na verificação da aleatoriedade da série de caudais instantâneos máximos anuais em 24 horas foram já anteriormente referidos no ponto 3.3.1. e também aplicados para o estudo das precipitações máximas anuais em 24 horas. Feita a aplicação à série em causa verificou-se que, para um nível de confiança de 95%, a hipótese de aleatoriedade da série não é rejeitada por nenhum dos testes aplicados (Quadro B.8 do Anexo B).

b) Ajuste das funções de distribuição de probabilidade

Das várias funções usualmente utilizadas em Hidrologia, nesta dissertação, optou-se por usar pelo menos uma distribuição de cada tipo, de entre os modelos referidos.

- Função de distribuição Log-Normal ou de Galton
- Função de distribuição Pearson tipo III
- Função de distribuição Log-Pearson tipo III
- Função de distribuição de Gumbel
- Função de distribuição Generalizada dos Extremos

As respetivas funções de densidade de probabilidade, a partir das quais se obtêm, por integração, as funções de distribuição de probabilidade, foram já expostas no ponto 3.3.2.2. Os valores obtidos para os parâmetros das cinco leis teóricas de distribuição de probabilidade consideradas são apresentados no Quadro B.9 do Anexo B.

Na Figura 4.17 é feita a representação gráfica dessas funções e dos valores da respetiva série. Da sua análise verifica-se que, para os períodos de retorno mais elevados as cinco leis apresentam uma grande dispersão, sendo a distribuição Log-Normal a que conduz a valores de caudais mais elevados e a distribuição Pearson III a que conduz a caudais mais reduzidos.

c) Avaliação da qualidade dos ajustes das funções de distribuição

No sentido de avaliar o ajustamento dos modelos de distribuição teóricos à distribuição empírica da amostra, para além da visualização gráfica e determinação do coeficiente de correlação ( $r$ ), foram aplicados os testes estatísticos Qui-Quadrado ( $X^2$ ) e Kolmogorov-Smirnov ( $K_{sv}$ ), já anteriormente referidos e aplicados nos estudos das séries de precipitações. Os resultados da aplicação dos referidos testes com um nível de confiança de 95% e os resultados do coeficiente de correlação são apresentados no Quadro B.10 do Anexo B. Da análise desse quadro verifica-se que a Lei Log-Normal é a única que apresenta rejeições e por ambos os testes.

d) Extrapolação para vários períodos de retorno

No Quadro 4.16 são apresentados os valores dos caudais de ponta de cheia na secção da estação hidrométrica de Rebordelo obtidos para o período de retorno em estudo, 1000 anos, a partir das leis que não apresentam rejeições.



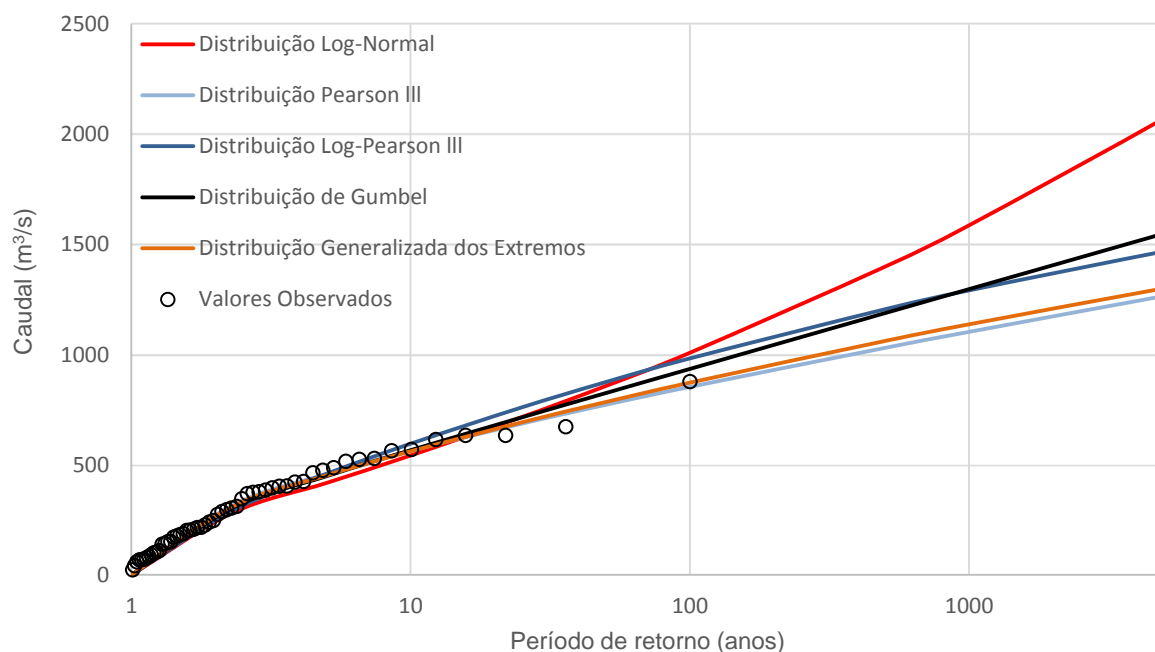


Figura 4.17. Leis de distribuição ajustadas à série de caudais instantâneos máximos anuais registada na E.H. de Rebordelo (1955/56 a 2004/05).

Quadro 4.16. Caudais de ponta de cheia afluentes à barragem de Rebordelo, obtidos por análise estatística (T=1000 anos).

DISTRIBUIÇÃO	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
PEARSON III	1103
LOG-PEARSON III	1291
GUMBEL	1297
GENERALIZADA DOS EXTREMOS	1137

Da análise dos valores dos caudais de ponta de cheia obtidos, verifica-se que à distribuição de Gumbel corresponde o maior valor (1279 m<sup>3</sup>/s), que é cerca de 18% superior ao menor (1103 m<sup>3</sup>/s), resultante da distribuição de Pearson tipo III.

Considera-se que os valores de caudais de ponta obtidos pela análise estatística da série de caudais instantâneos máximos anuais registados na estação hidrométrica de Rebordelo são os mesmos que se observam no local da barragem de Rebordelo, que fica localizada 600 m a montante da estação. Esta consideração está pelo lado da segurança, uma vez que nesse troço não há qualquer linha de água a intersetar o rio rabaçal e na estação hidrométrica temos uma área de mais 9 km<sup>2</sup> a contribuir para o caudal.

#### 4.5.6. SÍNTESE DE RESULTADOS

No Quadro 4.17 resumem-se os valores dos caudais de ponta de cheia do rio Rabaçal no local da barragem de Rebordelo, para o período de retorno de 1000 anos, por aplicação dos dois métodos considerados.

Quadro 4.17. Síntese dos resultados obtidos para os caudais de ponta de cheia afluentes à barragem de Rebordelo (T=1000 anos).

Caudal de ponta de cheia (m <sup>3</sup> /s)				
Simulação hidrológica			Análise Estatística	
Duração da chuva (horas)	P (constante)	P (2º q. Huff)	Função distribuição	
10	852	859	Pearson III	1103
15	1010	1073	Log-Pearson III	1291
20	1010	1199	Gumbel	1297
25	982	1259	Gen. Extremos	1137
30	918	1297		

Da análise do Quadro 4.17 conclui-se, relativamente aos valores dos caudais de ponta calculados, que:

- Genericamente, apresentam valores máximos semelhantes, quando obtidos recorrendo a análise estatística ou ao método da simulação hidrológica;
- Quando obtidos recorrendo ao método da simulação hidrológica, são mais elevados para a chuva com uma distribuição temporal não uniforme e uma duração de 30 horas;
- Quando obtidos recorrendo a análise estatística, são mais elevados para as funções de distribuição Gumbel e Log-Pearson III.

Face aos resultados obtidos e por uma questão de segurança, considerou-se ser razoável adotar para a cheia de projeto a obtida pelo método da simulação hidrológica a partir da chuva com distribuição temporal não uniforme e com uma duração de 30 horas, cujo caudal de ponta é aproximadamente igual a 1300 m<sup>3</sup>/s, valor idêntico ao mais elevado obtido pela análise estatística.

#### 4.6. COMPARAÇÃO DA NOVA CHEIA DE PROJETO COM A CHEIA INICIAL

Embora não haja uma diferença significativa entre as duas cheias, pois verifica-se que o caudal de ponta da nova cheia (1300 m<sup>3</sup>/s) é cerca de 88% do inicial (Figura 4.18), tal diferença deve-se, não só aos diferentes métodos de cálculo utilizados, mas também à duração da série de registos de caudais utilizada (50 anos, em vez de 35) e respetivos valores. Com efeito, como se pode verificar pela análise dos Quadros 4.1 e B.2 do Anexo B, os valores da série de caudais instantâneos máximos anuais para o intervalo comum entre 1955/56 e 1989/90 na estação hidrométrica de Rebordelo, utilizada no estudo inicial e no presente estudo, não coincidem. Tal diferença deve-se ao facto de ter havido uma revisão da curva de vazão na secção da estação hidrométrica de Rebordelo e à consequente alteração dos valores da série de caudais.



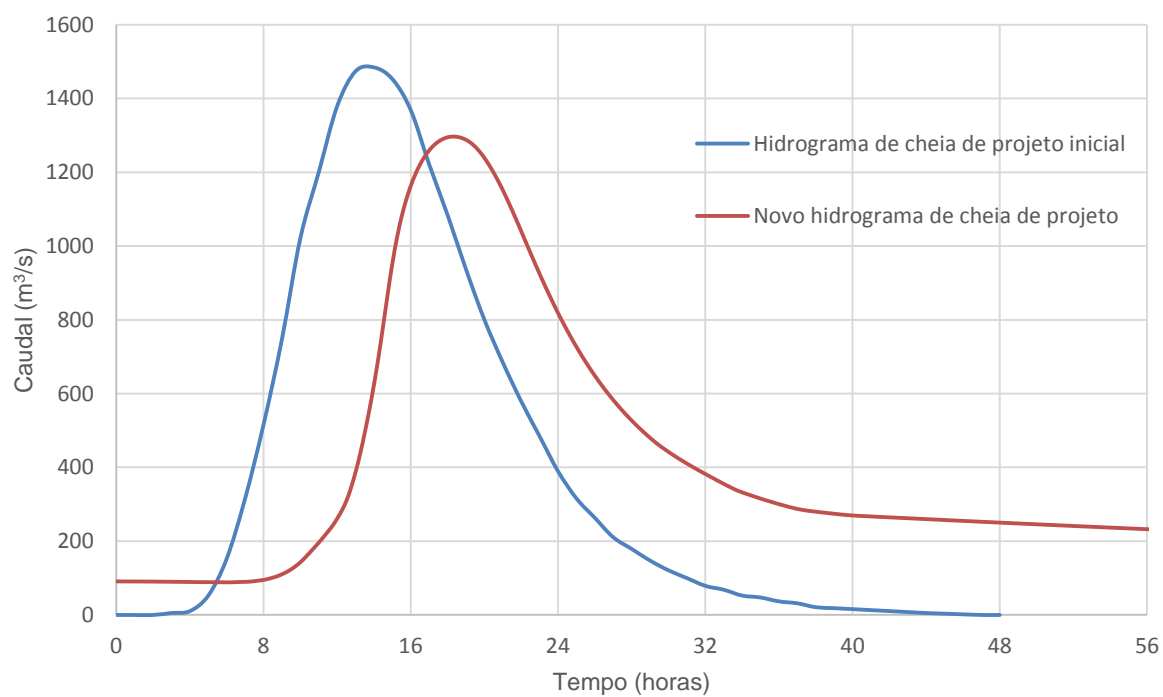


Figura 4.18. Hidrogramas da nova cheia de projeto e da cheia de projeto inicial, afluentes à barragem de Rebordelo (T=1000 anos).



# 5

## ANÁLISE DA ADEQUAÇÃO DOS ÓRGÃOS DE SEGURANÇA DA BARRAGEM DE REBORDELO

### 5.1. SUMÁRIO

Neste capítulo é apresentada a análise da adequação dos órgãos de segurança (descarregador de cheias e descarga de fundo) da barragem de Rebordelo, face às exigências da legislação de segurança de barragens atualmente em vigor, tendo-se recorrido a critérios estabelecidos na bibliografia da especialidade, nos casos em que a legislação é omissa. No final desta análise, que tem em conta a nova cheia de projeto definida no Capítulo 4, são apresentadas algumas propostas de medidas preventivas que se afiguram necessárias.

### 5.2. DESCARREGADOR DE CHEIAS

#### 5.2.1. DESCRIÇÃO DO DISPOSITIVO EXISTENTE

A barragem de Rebordelo, em betão e do tipo arco-gravidade, é rematada superiormente pela soleira do descarregador de cheias (Figura 5.1 e 5.2). Trata-se de um descarregador de lâmina aderente sobre o corpo da barragem, com estrutura terminal em trampolim e que não dispõe de comportas. Para a sua caracterização recorreu-se aos elementos do projeto que se encontram disponíveis e a inspeção visual.

A soleira descarregadora, com paramento de montante vertical e paramento de jusante com declive 1V:0,65H, tem o perfil recomendado pelo Waterways Experiment Station (WES). A crista da soleira do descarregador de cheias situa-se à cota (380,00), em planta é convergente, e sua largura varia entre 52,80 m na secção da crista e 32,20 m na secção terminal do trampolim (Figura 5.3).

O descarregador é constituído por cinco vãos limitados por 4 pilares com larguras compreendidas entre 1,00 e 2,60 m. Sobre o descarregador a continuidade do coroamento é assegurada por um passadiço de betão pré-esforçado com guardas não estanques.

A concha do trampolim tem um raio de curvatura de 7,5 m, o lábio encontra-se à cota (365,00) e apresenta um ângulo de saída igual a 30 graus.



Figura 5.1. Descarregador de cheias da barragem de Rebordelo – vista de jusante.

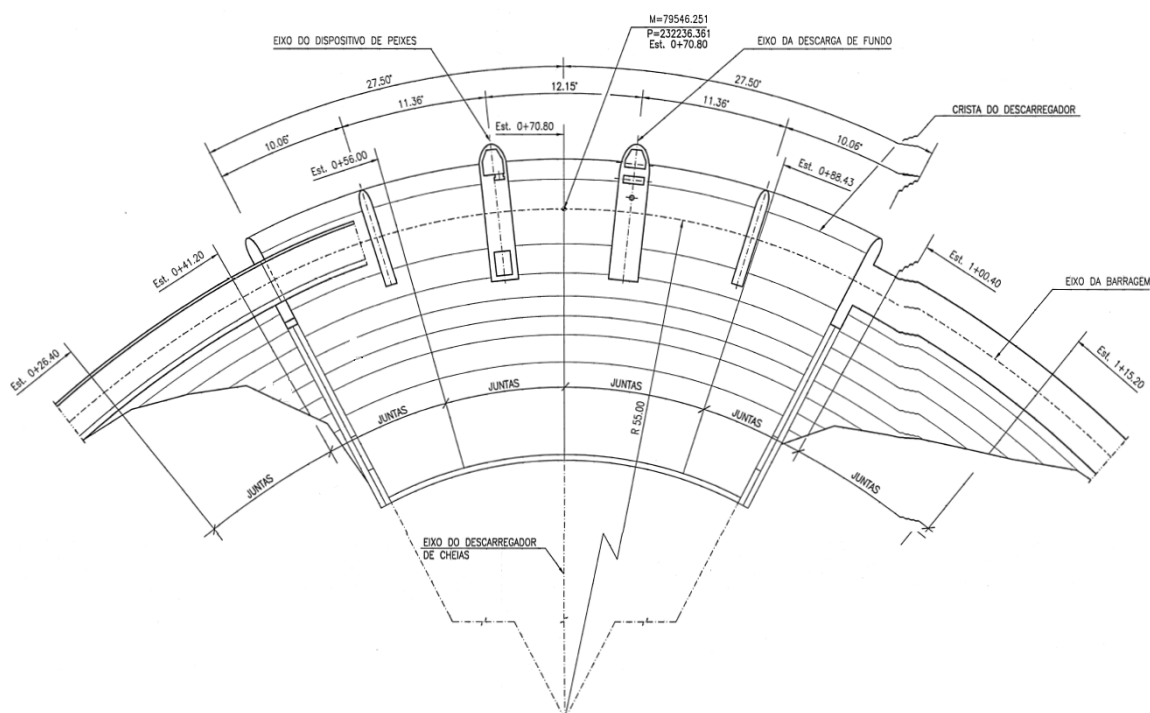


Figura 5.2. Planta da barragem de Rebordelo.

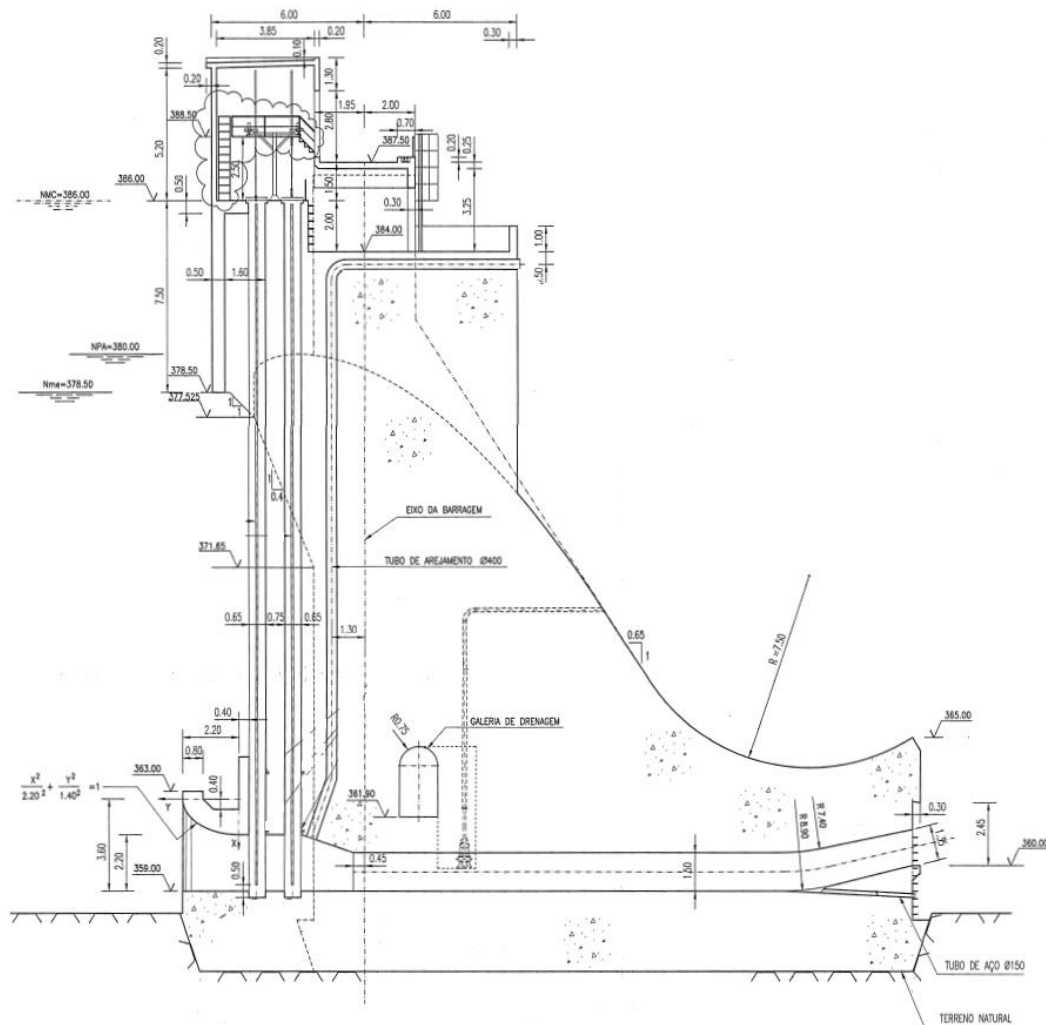


Figura 5.3. Corte longitudinal da barragem de Rebordelo – descarregador de cheias e descarga de fundo.

Cerca de 70 metros a jusante da barragem existe um açude que cria um colchão de água, visando contribuir para a dissipação de energia (Figura 5.10). Este açude, com 4,30 m de altura e 23,00 m de desenvolvimento da crista, tem o paramento de montante vertical e é rematado superiormente por uma soleira descarregadora, cuja crista se situa à cota (357,00).

O descarregador foi dimensionado para permitir a passagem de uma cheia milenária de cerca de  $1480 \text{ m}^3/\text{s}$ , apresentando um nível de máxima cheia à cota (386,00).

Não há conhecimento de que o descarregador de cheias tenha sido objeto de ensaios hidráulicos em modelo reduzido.

Na inspeção visual realizada à obra no âmbito do presente estudo, foi identificado um significativo assoreamento junto ao açude existente a jusante da barragem (Figura 5.4). Em termos gerais, o estado de conservação do descarregador de cheias é aceitável, sendo de referir, apenas, alguma deterioração do betão na zona do paramento de jusante e na concha do trampolim.



Figura 5.4. Assoreamento junto ao açude existente a jusante da barragem de Rebordelo – vista de montante.

### 5.2.2. FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO

Tendo em vista a avaliação das condições do descarregador de cheias em termos de funcionamento hidráulico, considerando a nova cheia de projeto, analisam-se seguidamente os seguintes aspetos:

- Definição da curva de vazão;
- Amortecimento da cheia de projeto;
- Alcance e efeito erosivo do jato.

De assinalar que relativamente aos aspetos referidos, nos elementos de projeto disponíveis apenas é apresentado o gráfico da curva de vazão.

#### 5.2.2.1 Curva de vazão

Procedeu-se à definição da curva de vazão do descarregador de cheias como forma de verificação da cheia de projeto.

O caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) escoado através do descarregador é dado pela seguinte expressão:

$$Q = \mu L_e \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (5.1)$$

em que:

$L_e$  – largura efetiva do descarregador [m];

$H$  – carga sobre a crista [N-380];

$N$  – nível da água a montante [m];

$g$  – aceleração da gravidade [ $9,81 \text{ m/s}^2$ ];

$\mu$  – coeficiente de vazão.

O coeficiente de vazão é influenciado por vários fatores, nomeadamente:

- Geometria da soleira descarregadora;
- Relação entre as cargas de funcionamento e dimensionamento.

Para a soleira descarregadora em estudo, como o paramento de montante é vertical, o valor do coeficiente de vazão pode ser obtido pelo ábaco da Figura 5.5.

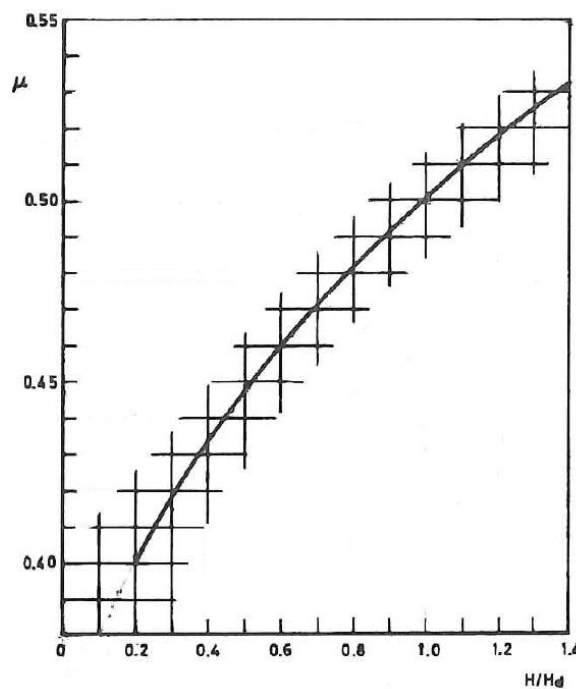


Figura 5.5. Coeficiente de vazão para soleira com paramento de montante vertical (Lemos, 1981).

A largura efetiva do descarregador, por sua vez, é influenciada por:

- Relação entre as cargas de funcionamento e de dimensionamento;
- Contração provocada por pilares e muros laterais.

Sendo obtida através da aplicação da fórmula (USDI, 1987):

$$L_e = b - \sum_{i=1}^n b_{pi} - 2(nk_p - k_e)H \quad (5.2)$$

em que:

$b$  – desenvolvimento total da soleira descarregadora [m];

$b_{pi}$  – largura do pilar  $i$  [m];

$n$  – número de pilares;

$k_p$  – coeficiente de contração relativo aos pilares, dependente da carga sobre a crista;

$k_e$  – coeficiente de contração relativo aos encontros.

No Quadro 5.1 apresentam-se os valores intermédios inerentes ao cálculo da curva de vazão do descarregador de cheia.

Quadro 5.1. Determinação dos valores de caudal em função da carga.

N (m)	H (m)	H/H <sub>d</sub>	K <sub>p</sub>	L <sub>e</sub> (m)		Q (m <sup>3</sup> /s)
380,5	0,5	0,08	0,098	45,5	0,38	27,2
381	1	0,15	0,098	45,12	0,39	78,3
381,5	1,5	0,23	0,09	45,02	0,4	147,0
382	2	0,31	0,073	45,03	0,41	232
382,5	2,5	0,38	0,062	45,06	0,42	332,4
383	3	0,46	0,052	45,15	0,43	448,3
383,5	3,5	0,54	0,04	45,38	0,44	581,1
384	4	0,62	0,035	45,48	0,45	727,8
384,5	4,5	0,69	0,03	45,62	0,46	890,5
385	5	0,77	0,028	45,68	0,47	1067,1
385,5	5,5	0,85	0,022	45,93	0,48	1264,4
386	6	0,92	0,021	45,99	0,49	1472,7

A curva de vazão obtida para o descarregador de cheia é apresentada na Figura 5.6.



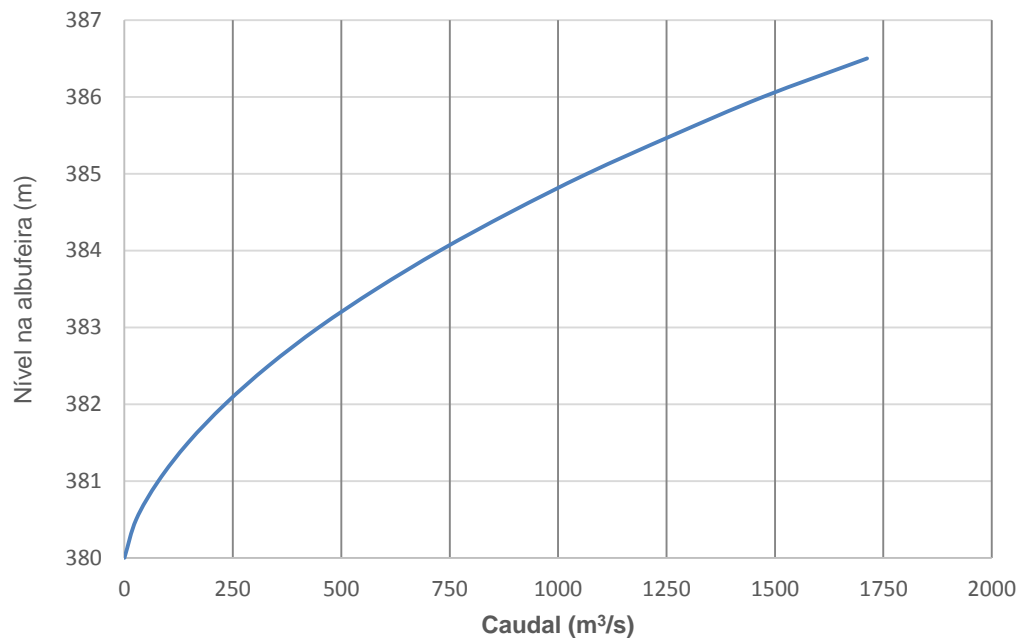


Figura 5.6. Curva de vazão do descarregador de cheias da barragem de Rebordelo.

Verifica-se que a curva agora obtida é praticamente coincidente com existente nos elementos de projeto disponíveis.

#### 5.2.2.2 Amortecimento da cheia de projeto

Após o cálculo da curva de vazão, é analisado o efeito regularizador da albufeira no amortecimento do hidrograma da nova cheia de projeto calculado. Para tal, utiliza-se a equação da continuidade aplicada ao caso dos movimentos não permanentes:

$$(Q_{a,m} - Q_{e,m})\Delta t = S_m \Delta h \quad (5.3)$$

em que, no intervalo de tempo  $\Delta t$ :

$Q_{a,m}$  – caudal médio afluente;

$Q_{e,m}$  – caudal médio efluente;

$\Delta h$  – variação da cota de água na albufeira;

$S_m$  – área média inundada da albufeira.

Na simulação efetuada teve-se em conta, para além do hidrograma da nova cheia de projeto definida no Capítulo 4, a curva de vazão do descarregador (Figura 5.6) e a curva de volumes armazenados na albufeira (Figura 5.7), definida nos elementos disponíveis pela expressão:

$$V = 7,109E - 06 \times (Z - 352,90)^{3,9387} \quad [hm^3] \quad (5.4)$$

em que Z é a cota da superfície livre na albufeira, em metros.

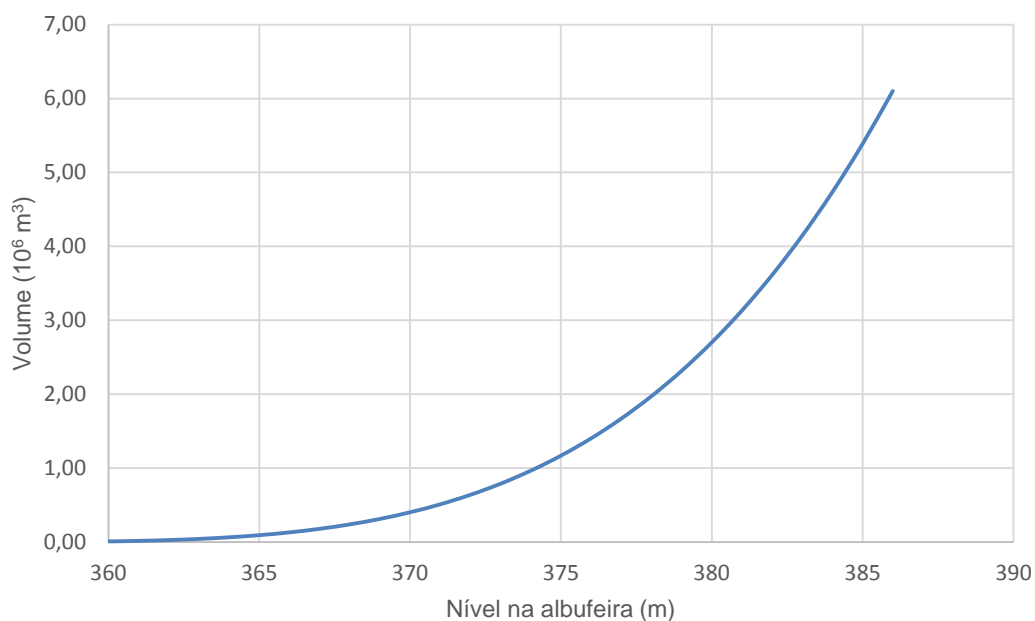


Figura 5.7. Curva de volumes armazenados na albufeira da barragem de Rebordelo.

Como condição de exploração da albufeira admitiu-se que, no início da ocorrência da cheia, a cota da água se encontrava no nível de pleno armazenamento, ou seja, coincidente com a cota da crista do descarregador.

Os resultados obtidos apresentam-se na Figura 5.8, onde se apresentam os hidrogramas afluente a efluente e a evolução do nível da albufeira. Da sua análise conclui-se que o caudal máximo descarregado para o hidrograma de cheia em estudo é de 1290 m<sup>3</sup>/s para o nível na albufeira à cota (385,53). Verifica-se, portanto, que o reduzido volume disponível na albufeira, acima da cota da crista do descarregador, não permite o amortecimento da cheia de projeto, sendo o caudal descarregado praticamente igual ao afluente.

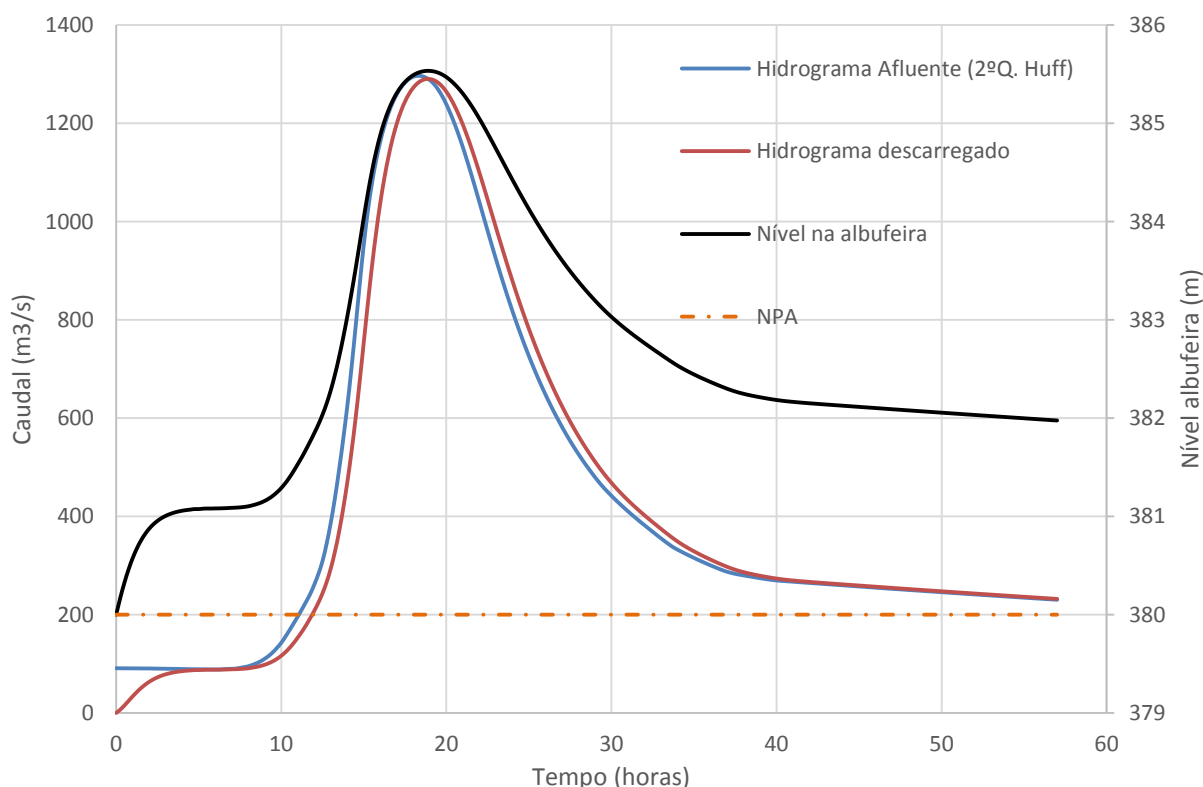


Figura 5.8. Amortecimento da cheia de projeto na albufeira de Rebordelo (T=1000 anos).

#### 5.2.2.3 Alcance e efeito erosivo do jato

Para a avaliação do alcance e do efeito erosivo do jato lançado pelo descarregador de cheias, consideraram-se dois cenários:

- Cenário 1: valor máximo do caudal descarregado na cheia milenária (1290 m³/s);
- Cenário 2: valor máximo do caudal descarregado desde a entrada em funcionamento do empreendimento, estimado em cerca de 500 m³/s, com base nos registos de níveis de água na albufeira e na curva de vazão do descarregador.

##### a) Alcance teórico do jato

Segundo Martins (1977), o alcance teórico do jato ( $L$ ) ao nível da superfície livre, pode ser obtido pela Equação 5.5:

$$L = H_0 \sin 2\alpha + 2\cos \alpha \sqrt{H_0(H_0 \sin^2 \alpha + H_1)} \quad (5.5)$$

Neste trabalho admitiu-se que, após atingir a superfície livre, o jato mantém uma trajetória rectilínea tangente a esse ponto. Daí resulta, para o alcance teórico do jato ( $L_t$ ), ao nível do leito do rio, a Equação 5.6:

$$L_t = H_0 \sin 2\alpha + 2\cos \alpha \sqrt{H_0(H_0 \sin \alpha^2 + H_1)} + y_{jus} \times \tan \alpha' \quad (5.6)$$

em que:

$H_0$  – Carga efetiva na secção de saída;

$H_1$  – Diferença de cotas entre a secção de saída e o nível da superfície livre a jusante da barragem;

$y_{jus}$  – Altura de água a jusante da barragem;

$\alpha$  – Ângulo de saída da concha do trampolim;

$\alpha'$  – Ângulo de incidência do jato na superfície livre a jusante.

O ângulo  $\alpha'$  é obtido pela expressão seguinte:

$$\tan \alpha' = \frac{1}{\cos \alpha} \sqrt{\sin \alpha^2 + \frac{H_1}{H_0}} \quad (5.7)$$

O nível da superfície livre no leito a jusante da albufeira é condicionado pelo açude, tendo-se obtido valores correspondentes aos caudais em análise com base na Equação 5.1, considerando  $L_e = 23 \text{ m}$ ,  $H = N - 357$  e  $\mu = 0,5$ .

No Quadro 5.2 apresentam-se os valores considerados para o cálculo do alcance teórico do jato para os dois cenários em estudo, bem como os resultados obtidos.

Quadro 5.2. Alcance teórico do jato lançado pelo descarregador de cheias.

Cenário 1			Cenário 2		
Q	1290	m <sup>3</sup> /s	Q	500	m <sup>3</sup> /s
N <sub>alb</sub>	385,5	m	N <sub>alb</sub>	383,2	m
N <sub>jus</sub>	365,0	m	N <sub>jus</sub>	361,6	m
H <sub>0</sub>	20,5	m	H <sub>0</sub>	18,2	m
H <sub>1</sub>	0	m	H <sub>1</sub>	3,4	m
$\alpha$	30	°	$\alpha$	30	°
$\alpha'$	30	°	$\alpha'$	37	°
y <sub>jus</sub>	11,5	m	y <sub>jus</sub>	8,1	m
L <sub>t</sub>	42,50	m	L <sub>t</sub>	42,45	m

#### b) Alcance efetivo do jato

Para a determinação do alcance efetivo do jato, recorreu-se ao método de GUN'KO (Martins, 1977). Este método consiste essencialmente na aplicação do gráfico da Figura 5.9. Sendo L o alcance efetivo,  $h_0$  a profundidade do escoamento na secção do lábio do trampolim e  $U_0$  a velocidade do escoamento na secção do lábio do trampolim, obtida pela expressão seguinte:

$$U_0 = k\sqrt{2gH_0} \quad (5.8)$$

em que  $k$  é um coeficiente que representa as perdas de carga no descarregador.

No Quadro 5.3 apresentam-se os valores considerados para o cálculo do alcance efetivo do jato para os dois cenários em estudo, bem como os resultados obtidos. Estes permitem concluir que o alcance efetivo é igual ao teórico. Na Figura 5.10 está representada a trajetória dos dois cenários considerados.

Quadro 5.3. Alcance efetivo do jato lançado pelo descarregador de cheias.

Cenário 1			Cenário 2		
Q	1290	m <sup>3</sup> /s	Q	500	m <sup>3</sup> /s
L <sub>lábio</sub>	32,2	m	L <sub>lábio</sub>	32,2	m
H <sub>0</sub>	20,5	m	H <sub>0</sub>	18,2	m
L <sub>t</sub>	42,50	m	L <sub>t</sub>	42,45	m
k	0,9	-	k	0,9	-
U <sub>0</sub>	18,0	m/s	U <sub>0</sub>	17,0	m/s
S <sub>0</sub>	71,5	m <sup>2</sup>	S <sub>0</sub>	29,4	m <sup>2</sup>
h <sub>0</sub>	2,2	m	h <sub>0</sub>	0,9	m
Fr	15	-	Fr	32	-
L	42,5	m	L	42,45	m

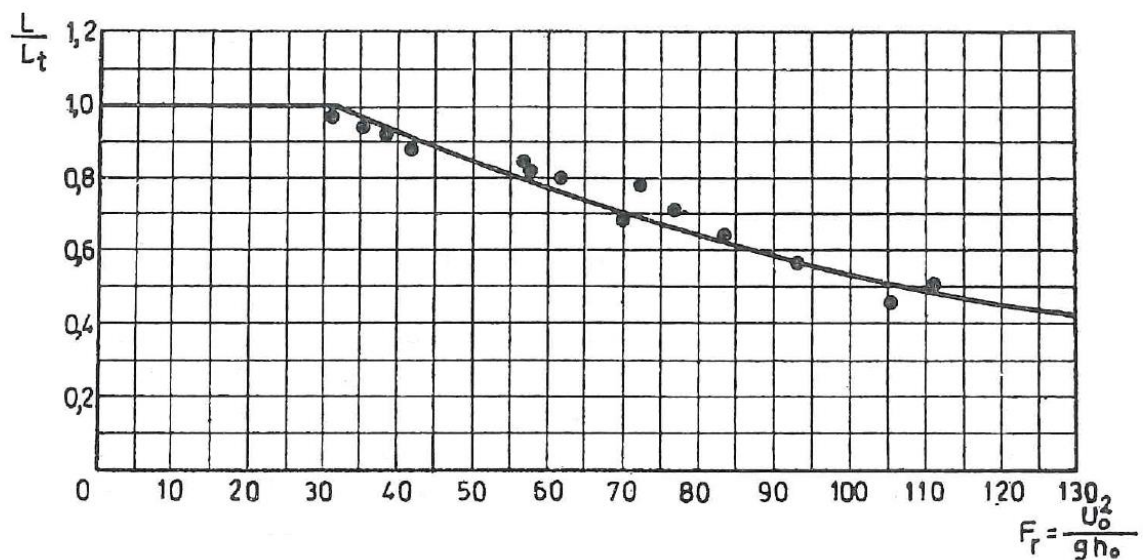


Figura 5.9. Método de GUN'KO (Martins, 1977).

c) Efeito erosivo dos jatos descarregados

Para a avaliação da profundidade de erosão máxima causada por jatos descarregados recorreu-se à fórmula de Martins (Equação 5.8) pois "...tem sido citada com frequência e utilizada com êxito em casos concretos" (Martins, 1984):

$$h = 1,5q^{0,6}H^{0,1} \quad (5.9)$$

em que:

$h$  – Profundidade de erosão máxima medida a partir da superfície livre a jusante [m];

$q$  – Caudal por unidade de largura [ $m^2/s$ ];

$H$  – Diferença entre os níveis de água na albufeira e a jusante da barragem [m].

No cálculo da profundidade de erosão máxima causada pelo jato, para os dois cenários de estudo, foram considerados os valores que constam do Quadro 5.4, do qual também constam os resultados obtidos.

Quadro 5.4. Profundidade da fossa no leito do rio causada por jatos lançados pelo descarregador de cheias.

Cenário 1			Cenário 2		
Q	1290	$m^3/s$	Q	500	$m^3/s$
L <sub>lábio</sub>	32,2	m	L <sub>lábio</sub>	32,2	m
q	40,0	$m^2/s$	q	15,5	$m^2/s$
N <sub>alb</sub>	385,5	m	N <sub>alb</sub>	383,2	m
N <sub>jus</sub>	365,0	m	N <sub>jus</sub>	361,6	m
y <sub>jus</sub>	11,5	m	y <sub>jus</sub>	8,1	m
h	18,6	m	h	10,6	m
h <sub>fossa</sub>	7,1	m	h <sub>fossa</sub>	2,5	m

h<sub>fossa</sub> - profundidade da fossa abaixo da cota do leito do rio.

Da análise do Quadro 5.4 constata-se que, para a gama de caudais já descarregados, apesar do colchão de água existente, a profundidade máxima esperada para a fossa no leito a jusante da barragem é de 2,50 m. Para a cheia de projeto, a fossa poderá atingir os 7,10 m (Figura 5.10). Estes valores são, no entanto, meramente indicativos, uma vez que não têm em consideração a geologia do leito do rio.

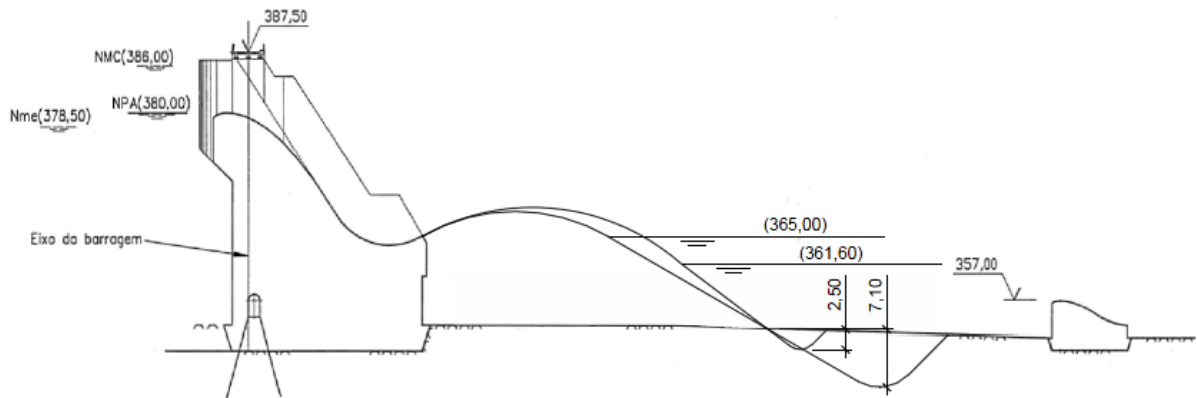


Figura 5.10. Alcance e efeito erosivo dos jatos descarregados.

### 5.2.3. VERIFICAÇÃO DA FOLGA

No projeto da barragem de Rebordelo, a folga entre a cota do coroamento (387,5) e o nível de máxima cheia (386,00) é de 1,50 m, não havendo informação relativa aos critérios utilizados na sua fixação.

Ainda que o RSB seja omissivo neste assunto, existem metodologias propostas por alguns autores. Adotando a metodologia referida em Martins (2002), o cálculo da altura significativa das ondas geradas pelo vento,  $H_s$ , pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$H_s = \frac{V \times F_t^{0,5}}{200} \quad (5.10)$$

em que:

$V$  – Velocidade do vento [km/h];

$F_t$  – “Fetch” [km].

Por segurança, o fetch foi fixado em 500 m, valor correspondente ao segmento de reta de maior comprimento traçado sobre a planta da albufeira.

Para a velocidade do vento admitiu-se 160 km/h para situações excecionais e 80 km/h para a situação usual (Martins, 2002). Assim, obteve-se:

- Altura de onda causada por vento excecional:  $H_s = 0,57$  m
- Altura de onda causada por vento usual:  $H_s = 0,28$  m

Usando as combinações usualmente consideradas (Martins, 2002):

- Combinação A: NPA + ondulação causada por vento excecional

$$380,00 + 0,57 = 380,57 \text{ m}$$

- Combinação B: NMC (T=1000 anos) + ondulação causada por vento usual

$$385,53 + 0,28 = 385,81 \text{ m}$$

Conclui-se, portanto, que a folga existente entre a cota do coroamento (387,50) e os níveis NPA e NMC é suficiente para conter a ondulação causada pelo vento.

#### 5.2.4. MEDIDAS PROPOSTAS

Face ao anteriormente exposto, verifica-se que o descarregador de cheias apresenta capacidade de vazão adequada para permitir escoar a cheia de projeto em qualquer circunstância, sem necessidade de auxílio da descarga de fundo ou de outro órgão de exploração.

Relativamente às condições de restituição e dissipação de energia do caudal descarregado, tendo em conta o assoreamento observado junto ao açude de jusante, propõe-se o levantamento batimétrico do fundo do rio entre a barragem e o açude, para avaliação da fossa e barra causadas pelos descarregamentos já efetuados. Esse levantamento poderá ser realizado a seco, após bombagem do volume de água, ou com recurso a mergulhadores.

### 5.3. DESCARGA DE FUNDO

#### 5.3.1. DESCRIÇÃO DO DISPOSITIVO EXISTENTE

A descarga de fundo (Figuras 5.3 e 5.11) localiza-se no corpo principal da barragem, no alinhamento do pilar central esquerdo, o pilar mais largo do descarregador. É constituída pela estrutura de entrada, conduta em betão e estrutura de saída em trampolim. Para a sua caracterização recorreu-se aos elementos do projeto disponíveis e a inspeção visual.

O circuito hidráulico da descarga de fundo é constituído por uma galeria com cerca de 28,70 m de comprimento. A boca de entrada, cuja soleira se situa à cota (359,00), tem uma secção retangular de dimensões 1,70x3,60 m<sup>2</sup>, seguindo-se uma transição hidrodinâmica com 1 metro de extensão, até uma secção de 0,90x2,20 m<sup>2</sup>, onde existem duas comportas vagão com a mesma dimensão, sendo a primeira de guarda e a segunda de serviço. Após uma transição, inicia-se um troço retangular de secção 1,50x1,50 m<sup>2</sup> com 17,0 m de comprimento, seguindo-se uma nova transição, para a secção retangular final de 1,50x1,35 m<sup>2</sup>, com o lábio à cota (360,00) e um ângulo de saída a 15 graus.

A manobra de abertura e fecho das comportas é realizada por um servomotor hidráulico de duplo efeito, sendo possível o seu acionamento automático à distância ou localmente, ou ainda, manualmente no local. Existe também um grupo Diesel para fornecer energia no caso de falha da energia elétrica.





Figura 5.11. Descarga de fundo da barragem de Rebordelo, em funcionamento.

### 5.3.2. FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO

De acordo com os elementos do projeto disponíveis, a conceção da solução da descarga de fundo foi orientada por dois objetivos:

- Permitir o esvaziamento da albufeira;
- Manter limpa de sedimentos a zona nas imediações da tomada de água.

No sentido de analisar a eficácia da descarga de fundo relativamente às funções que lhe são imputadas, procedeu-se à simulação do esvaziamento da albufeira recorrendo apenas a este órgão, isto é, sem que o grupo esteja a funcionar. Para tal, uma vez que existem dúvidas quanto à curva de vazão disponível, procedeu-se previamente à sua definição.

Na análise hidráulica efetuada procedeu-se também à determinação do alcance e do efeito erosivo do jato descarregado.

#### 5.3.2.1 Curva de vazão

Para a definição da curva de vazão, o primeiro passo a realizar é o cálculo das perdas de carga. As perdas de carga dividem-se em contínuas e localizadas e os seus cálculos são apresentados nas alíneas seguintes.

##### a) Perdas de carga contínuas

As perdas de carga contínuas podem ser calculadas por diferentes fórmulas, nomeadamente a fórmula de Colebrook-White, Darcy-Weisbach ou Manning-Strickler. No presente trabalho, por

facilidade de cálculo, a perda de carga contínua é calculada pela fórmula de Manning-Strickler que, para uma secção transversal genérica, apresenta a seguinte expressão:

$$\Delta h_{\text{contínua}} = j \times L = \frac{Q^2 \times L}{K_s^2 \times S^2 \times R_h^{4/3}} \quad (5.11)$$

em que:

$\Delta h_{\text{contínua}}$  – Perda de carga contínua [m];

$Q$  – Caudal [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$L$  – Comprimento total da conduta;

$K_s$  – Coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler [ $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ];

$S$  – Secção do escoamento [ $\text{m}^2$ ];

$R_h$  – Raio hidráulico [m].

Para o cálculo do valor da perda de carga contínua, a descarga de fundo é dividida em 3 troços, consoante as diferentes secções (Quadro 5.5). Como há troços de secção variável, para efeitos do cálculo da perda de carga contínua, considerou-se nesses troços a secção que leva a uma maior perda de carga, ou seja, a secção com menor área.

Quadro 5.5. Valores considerados no cálculo da perda de carga na descarga de fundo.

Designação	Troço 1	Troço 2	Troço 3	Unidades
<b>L</b>	7,15	17,15	4,40	m
<b><math>K_s</math></b>	80,00	80,00	80,00	$\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$
<b>S</b>	0,90x2,20	1,50x1,50	1,50x1,304	$\text{m}^2$
<b><math>R_h</math></b>	(0,90x2,20)/(0,90x2+2,20x2)	(1,50x1,50)/(1,50x4)	(1,50x1,304)/(1,50x2+1,304x2)	m

Assim, para a perda de carga contínua obteve-se a expressão:

$$\Delta h_{\text{contínua}} = 0,003635Q^2 \quad (5.12)$$

#### b) Perdas de carga localizadas

As perdas de carga localizadas, por sua vez, são dadas pela expressão geral:

$$\Delta h_{\text{localizada}} = k_{\text{localizado}} \times \frac{V^2}{2g} = k_{\text{localizado}} \times \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (5.13)$$

em que:

$\Delta h_{\text{localizada}}$  – Perda de carga localizada [m];

$k_{\text{localizado}}$  – Coeficiente de perda de carga localizada dependente da singularidade que a provoca;

$V$  – Velocidade média do escoamento [m/s];

$g$  – Aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];

$Q$  – Caudal [m<sup>3</sup>/s];

$S$  – Secção transversal característica [m<sup>2</sup>].

No Quadro 5.6 resume-se o cálculo efetuado.

Quadro 5.6. Perdas de carga localizadas.

Singularidade	k	S (m <sup>2</sup> )	$\Delta h$ (m)	Fonte
Entrada	0.20000	0,9x2,2	0.002600	Levin (1968)
Ranhras horizontais	0.00543	0,9x2,2	0.000071	Levin (1968)
Ranhras verticais	0.00651	0,9x2,2	0.000085	Levin (1968)
Alargamento	0.00525	0,9x2,2	0.000068	Lencastre (1996)
Curva	0.02500	1,5x1,5	0.000252	Lencastre (1996)
Estreitamento	0.01000	1,5x1,304	0.000133	Levin (1968)
Saída	1.00000	1,5x1,304	0.013322	Levin (1968)
$\Sigma =$			0.016530	

Assim, para as perdas de carga localizadas obteve-se a expressão:

$$\Delta h_{\text{localizadas}} = 0,01653Q^2 \quad (5.14)$$

Após o cálculo das perdas de carga é então possível determinar a curva de vazão do descarregador. A aplicação do teorema de Bernoulli entre um ponto da superfície livre da albufeira e o centro de gravidade da secção de saída da descarga de fundo, correspondendo à expressão.

$$\left( Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} \right)_M = \left( Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} \right)_J + \sum \Delta H_{M-J} \quad (5.15)$$

em que:

$Z$  – Cota geométrica;

$\frac{p}{\gamma}$  – Altura piezométrica;

$\frac{U^2}{2g}$  – Altura cinética;

$\sum \Delta H$  – Somatório das perdas de carga (contínuas + localizadas);

$M$  – Montante;

J – Jusante.

Desprezando a velocidade a montante (na albufera) e o facto de se trabalhar em pressões relativas, é possível simplificar a expressão anterior:

$$Z_M = \left( Z + \frac{U^2}{2g} \right)_J + \sum \Delta H_{M-J} \quad (5.16)$$

Uma vez que:

$$\begin{cases} Q = US, \text{ em que } U \text{ é a velocidade do escoamento e } S \text{ a secção} \\ \sum \Delta H_{M-J} = \Delta h_{localizadas} + \Delta h_{contínua} \end{cases}$$

resulta:

$$Z_M = \left( Z + \frac{Q^2}{2gS^2} \right)_J + \Delta h_{localizadas} + \Delta h_{contínua} \quad (5.17)$$

Tendo a secção de saída uma área  $S=1,956 \text{ m}^2$  e  $Z=360,65 \text{ m}$ , obtém-se a seguinte expressão para a curva de vazão da descarga de fundo, cujo gráfico se apresenta na Figura 5.12

$$Q = 5,465 \sqrt{Z_{albufera} - 360,65} \quad (5.18)$$

Para  $Z_{albufera} = \text{NPA} = 380 \text{ m}$ , obtém-se  $Q=24,00 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Para a situação correspondente à descarga deste caudal, a velocidade na secção corrente da conduta ( $1,50 \times 1,50 \text{ m}^2$ ) é de  $10,7 \text{ m/s}$  e na secção de saída ( $1,50 \times 1,35 \text{ m}^2$ ) é de  $11,9 \text{ m/s}$ .

Verifica-se que a curva de vazão agora obtida difere ligeiramente da curva existente nos elementos do projeto disponíveis.

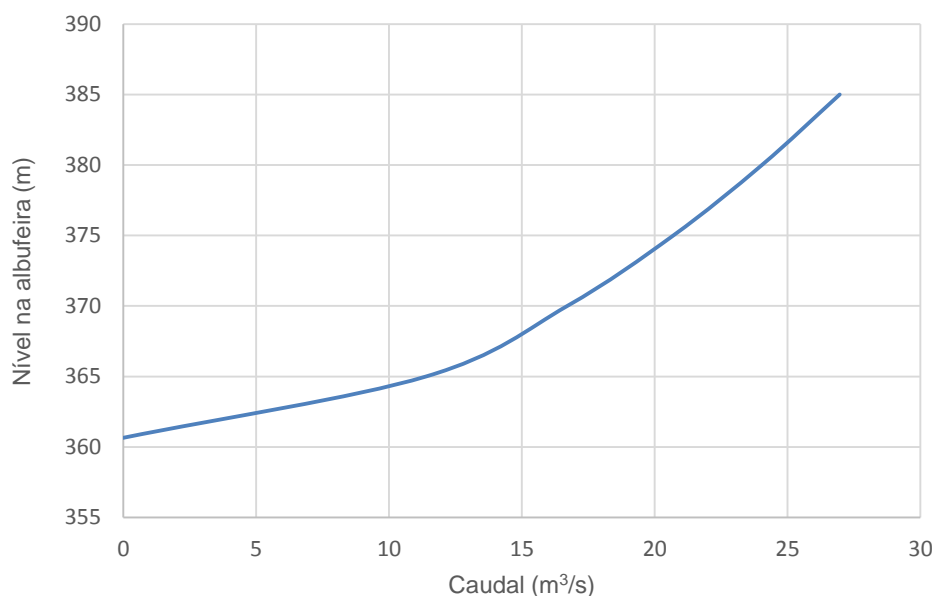


Figura 5.12. Curva de vazão da descarga de fundo da barragem de Rebordelo.

### 5.3.2.2 Alcance e efeito erosivo do jato

Para a avaliação do alcance e do efeito erosivo do jato da descarga de fundo considerou-se um cenário em que o nível de água na albufera coincidente com o NPA, correspondendo a um caudal descarregado de 24 m<sup>3</sup>/s.

Nos Quadros 5.6, 5.7 e 5.8 resumem-se os cálculos efetuados para a estimativa dos alcances teórico e efetivo do jato, bem como para o correspondente efeito erosivo. A metodologia aplicada foi já apresentada no ponto 5.2.2.3, diferindo apenas a expressão de cálculo da velocidade na secção de saída da descarga de fundo:

$$U_0 = \frac{Q}{S} \quad (5.19)$$

Quadro 5.7. Alcance teórico do jato lançado pela descarga de fundo.

Cenário N <sub>albufera</sub> =NPA		
Q	24	m <sup>3</sup> /s
N <sub>alb</sub>	380	m
N <sub>jus</sub>	357,6	m
H <sub>0</sub>	14,35	m
H <sub>1</sub>	8,05	m
α	15	°
α'	39	°
y <sub>jus</sub>	4,1	m
L <sub>t</sub>	32,5	m

Quadro 5.8. Alcance efetivo do jato lançado pela descarga de fundo.

Cenário $N_{\text{albufeira}}=\text{NPA}$		
Q	24	$\text{m}^3/\text{s}$
$L_t$	32,5	m
$S_0$	1,5x1,35	$\text{m}^2$
$U_0$	11,9	m/s
$h_0$	1,35	m
Fr	10,6	-
L	32,5	m

Quadro 5.9. Profundidade da fossa no leito do rio causada por jatos lançados pela descarga de fundo.

Cenário $N_{\text{albufeira}}=\text{NPA}$		
Q	24	$\text{m}^3/\text{s}$
$L_{\text{saída}}$	1,50	m
q	16	$\text{m}^2/\text{s}$
$N_{\text{alb}}$	380	m
$N_{\text{jus}}$	357,6	m
$y_{\text{jus}}$	4,1	m
h	10,8	m
$h_{\text{fossa}}$	6,7	m

Dos resultados obtidos pode concluir-se que é expectável a formação de uma fossa e correspondente barra devido ao funcionamento da descarga de fundo.

### 5.3.2.3 Esvaziamento da albufeira

A simulação do esvaziamento da albufeira foi realizada considerando apenas a descarga de fundo (Figura 5.13). Para tal, recorreu-se, para além da curva de vazão anteriormente calculada (Figura 5.12) à curva de volumes armazenados na albufeira (Figura 5.7). Na simulação efetuada foram considerados dois cenários para o caudal afluente:

- Caudal afluente nulo,  $Q_{\text{af}} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Caudal afluente igual ao módulo,  $Q_{\text{af}} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Quanto ao nível inicial da albufeira, admitiu-se coincidente com o NPA.

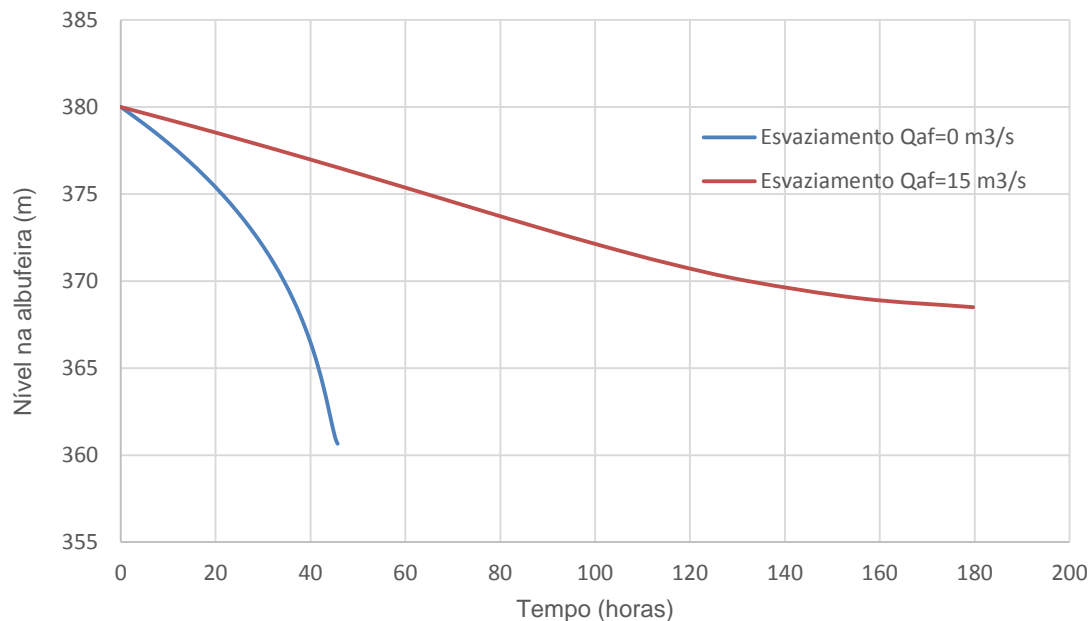


Figura 5.13. Simulação do esvaziamento da albufeira de Rebordelo pela descarga de fundo.

O RSB não define nenhum critério para a fixação dos tempos de esvaziamento a considerar em cada barragem. Há, no entanto, critérios que poderão servir como referência para a avaliação desses tempos.

Segundo Combelles (1985), um critério que pode ser adotado é o que define que a descarga de fundo deve permitir que, considerando o caudal afluyente nulo, seja reduzida a metade, no espaço temporal de 8 dias, a impulsão hidrostática máxima sobre a barragem. A aplicação deste critério corresponde a reduzir em cerca de 30% a carga hidrostática sobre a barragem, ou seja, no presente caso, descer o nível da albufeira aproximadamente até à cota (373,00). De acordo com a Figura 5.13, verifica-se que esta condição é satisfeita, para o cenário com caudal afluyente nulo, em cerca de 28 horas e para o cenário com caudal afluyente igual ao módulo, em cerca de 89 horas. Pode, portanto, concluir-se que o critério é satisfeito com uma larga margem.

### 5.3.3. OPERACIONALIDADE DOS EQUIPAMENTOS

Durante a visita de inspeção recentemente efetuada à obra, houve a possibilidade de observar a descarga de fundo em funcionamento, constatando-se que o estado de manutenção e conservação das comportas e do respetivo sistema de acionamento é globalmente satisfatório. Cumprindo também os requisitos do RSB quanto à possibilidade de acionamento localmente e à distância e sendo alimentado por duas fontes de energia distintas.

#### 5.3.4. MEDIDAS PROPOSTAS

Face ao anteriormente exposto, considera-se que a descarga de fundo apresenta capacidade de vazão adequada para esvaziar a albufeira e as condições de operacionalidade satisfazem as exigências da legislação. No entanto, tendo em consideração que o circuito hidráulico da descarga de fundo se encontra inserido no corpo da barragem e não é blindado, propõe-se a realização da sua inspeção de forma a verificar se há indícios de erosão. De forma análoga ao referido relativamente ao efeito erosivo do descarregador de cheias, também a eventual fossa resultante do funcionamento da descarga de fundo deverá ser observada e monitorizada.



## **6** **CONCLUSÕES**

A presente dissertação teve como objetivo fundamental a avaliação da capacidade da barragem do aproveitamento hidroelétrico de Rebordelo, atualmente em fase de exploração, para satisfazer as exigências de comportamento hidráulico-operacional dos seus órgãos de segurança (descarregador de cheias e descarga de fundo), tendo em vista a deteção oportuna de eventuais anomalias e uma intervenção eficaz, caso necessário.

Assim, na fase inicial do trabalho, tendo em vista a compreensão da importância da segurança hidráulico-operacional de barragens, foi efetuada uma pesquisa sobre as principais causas de acidentes em barragens, designadamente nos casos de ocorrência de rutura, pois estes podem provocar perda de vidas humanas e avultados prejuízos em bens e ambiente.

Os dados estatísticos disponíveis, em relação a ruturas ocorridas a nível mundial, permitiram concluir que uma das causas principais está ligada ao inadequado comportamento dos órgãos de segurança, sobretudo dos descarregadores de cheias. Em causa está, essencialmente, a subavaliação da cheia de projeto e a deficiente conceção e dimensionamento dos referidos órgãos, alterações das condições de exploração e inadequado funcionamento dos equipamentos. Em Portugal, já se verificaram alguns acidentes em barragens, ocorrendo mesmo um caso de rutura devido à insuficiente capacidade de vazão dos órgãos de segurança, mas não se registaram perdas de vidas humanas.

Embora as barragens sejam indispensáveis para uma adequada gestão dos recursos hídricos, a consciencialização do risco potencial associado, levou à elaboração de legislação para o controlo da segurança nas várias fases de vida destas obras: projeto, construção, primeiro enchimento, exploração e abandono. A análise da legislação portuguesa permitiu verificar que, só em 1990, foi publicado o primeiro regulamento de segurança aplicável a grandes barragens (RSB). Seguiu-se a publicação das normas que estabelecem princípios e critérios destinados a garantir a boa execução do RSB. Em 1992, foram publicadas as normas relativas quer ao projeto, quer à observação e inspeção de barragens e, em 1998, as normas respeitantes à construção de barragens. Posteriormente, em 2007, foi publicada uma nova versão do RSB, resultante da revisão da anterior. Não foi ainda publicada a revisão das respetivas normas.

De acordo com a legislação atualmente em vigor, o controlo da segurança hidráulico-operacional deve ser realizado através de inspeções e por aplicação das regras de exploração relativas, à verificação e eventual revisão dos critérios de projeto dos órgãos de segurança e exploração, bem como à operação dos respetivos equipamentos e às medidas de manutenção e conservação que se revelem necessárias. Neste contexto, embora a barragem de Rebordelo seja uma grande barragem de construção recente (concluída em 2006), uma vez que não se dispõe de documentação completa

e devidamente detalhada relativa às fases de projeto e construção, foi considerado pertinente proceder à revisão da cheia de projeto e à análise da adequação dos órgãos de segurança (revisão dos critérios de projeto, bem como verificação do comportamento hidráulico, operacionalidade dos equipamentos instalados e condições de conservação).

Assim, a segunda fase do trabalho visou a revisão da cheia de projeto da barragem de Rebordelo, o que exigiu a verificação do respetivo período de retorno e uma pesquisa prévia relativamente às várias metodologias de cálculo de cheias e respetivas condições de aplicação. Tratando-se de uma barragem de betão com 35 m de altura, segundo as normas de projeto de barragens, independentemente do risco potencial associado ser significativo ou elevado, deve ser considerado um período de retorno de 1000 anos.

Tendo em conta as características da obra, a fase da vida em que se encontra (exploração), os registos hidrometeorológicos disponíveis (quantidade e qualidade de caudais e precipitações) e a experiência da EDP na utilização do modelo de precipitação-escoamento HEC-HMS, a determinação da nova cheia de projeto foi efetuada recorrendo à aplicação deste modelo e de métodos estatísticos.

Relativamente à análise estatística efetuada com base em registos de caudais, utilizaram-se vários modelos de distribuição aplicados à série de caudais instantâneos máximos anuais registados na estação hidrométrica de Rebordelo (cuja exploração é da responsabilidade da EDP), no período anterior à data de conclusão do aproveitamento (1955/56 a 2004/05). Com efeito, segundo Henriques (1981), a previsão de caudais de cheia para períodos de retorno elevados é mais eficiente com base em modelos de distribuição de frequência de caudais instantâneos máximos anuais, do que com base em modelos de séries de caudais acima de um dado limiar. Os resultados obtidos com base nas distribuições não rejeitadas conduziram, para o período de retorno de 1000 anos, a caudais de ponta de cheia cujos valores variam entre 1103 m<sup>3</sup>/s (distribuição de Pearson tipo III) e 1297 m<sup>3</sup>/s (distribuição de Gumbel).

No que diz respeito à aplicação do programa de cálculo HEC-HMS, este permitiu simular os processos de formação, propagação e amortecimento de cheias. Recorreu-se ao método do Soil Conservation Service para simulação do processo de interceção/infiltração (perdas de precipitação), ao método de onda cinemática para simulação dos processos de formação do escoamento superficial e de propagação da onda de cheia ao longo dos canais e uma função de Recessão Empírica para o escoamento base.

Relativamente à simulação hidrológica realizada, referem-se três aspetos cujo efeito é significativo nos resultados obtidos: os dados base das precipitações máximas anuais em 24 horas e a respetiva análise estatística, a calibração do modelo e a duração e distribuição temporal da chuvada adotada. No que diz respeito ao primeiro aspeto, assinala-se a dificuldade em obter séries com extensão e qualidade adequadas na parte espanhola da bacia e na sua vizinhança. De facto, apenas foi possível obter dados relativos a um posto (A Gudiña), para um período bastante mais reduzido do que se conseguiu na parte portuguesa, e cuja qualidade se revelou pouco adequada.

Foi efetuada uma análise estatística de séries de precipitações máximas anuais em 24 horas registadas em 9 postos pluviométricos localizados no interior da bacia (8 na parte portuguesa e 1 na parte espanhola) e zona envolvente, tendo em vista a sua extrapolação para o período de retorno de 1000 anos. Nesta análise estatística recorreu-se apenas à distribuição de Gumbel uma vez que, segundo Brandão (1995), é a que melhor se ajusta às séries de dados de precipitação.

No que diz respeito à calibração, esta é indispensável para otimizar os parâmetros que definem os modelos de perdas e de escoamento superficial, bem como os que caracterizam o escoamento base. No presente trabalho, embora se dispusesse de vasta informação relativa aos hidrogramas de cheia registados na estação hidrométrica de Rebordelo, apenas foi possível obter hietogramas, relativos às precipitações que lhes deram origem, para dois eventos: cheias de janeiro de 1962 e dezembro de 1989. Face aos resultados obtidos com as simulações dos dois eventos de cheia e pese embora as limitações inerentes a este tipo de estudos, tais como a escassez de dados (particularmente de precipitações) e a incerteza quanto à fiabilidade de alguns deles, considera-se ser possível concluir que, de uma forma geral, se obtiveram boas reproduções do comportamento hidrológico da bacia, ou seja, que o modelo adotado é adequado à simulação das cheias na bacia.

A consideração de uma distribuição temporal não uniforme, associada a durações de precipitação superiores ao tempo de concentração da bacia, permitiu obter os hidrogramas mais gravosos a nível de caudais de ponta e de volume. Optou-se pela distribuição temporal de acordo com o 2º quartil de Huff porque corresponde a um hietograma realista (Correia, 1983).

Com base nos resultados obtidos, recorrendo quer à análise estatística de caudais, quer à simulação hidrológica utilizando o programa de cálculo automático HEC-HMS, fixou-se a cheia de projeto. Por uma questão de segurança, adotou-se para a cheia de projeto a obtida por simulação hidrológica a partir da chuvada com distribuição temporal de acordo com o 2º quartil de Huff e com uma duração de 30 horas, cujo caudal de ponta é aproximadamente igual a  $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ , valor idêntico ao mais elevado obtido através da análise estatística.

Na fase final do trabalho, foi realizada a análise da adequação dos órgãos de segurança da barragem de Rebordelo, face às exigências da legislação de segurança de barragens atualmente em vigor, tendo-se recorrido a critérios estabelecidos na bibliografia da especialidade, nos casos em que a legislação é omissa.

Tendo em vista a avaliação das condições de funcionamento hidráulico do descarregador de cheias, efetuou-se a revisão da respetiva curva de vazão e procedeu-se à análise quer do efeito regularizador da albufeira no amortecimento da nova cheia de projeto, quer do alcance e efeito erosivo dos jatos descarregados. De referir, que não há conhecimento de que este descarregador tenha sido objeto de ensaios hidráulicos em modelo reduzido.

Relativamente à curva de vazão, confirmou-se a adequabilidade da curva de projeto. No que diz respeito ao amortecimento da cheia de projeto, verificou-se que este é desprezável, pelo que o caudal máximo descarregado ( $1290 \text{ m}^3/\text{s}$ ) é praticamente igual à ponta de cheia afluente ( $1297 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Em relação ao alcance dos jatos e correspondente efeito erosivo concluiu-se, com base em expressões da bibliografia da especialidade, que, apesar do colchão de água criado pelo açude existente, é expectável, caso ocorra a cheia de projeto, a formação de uma fossa, com profundidade de 7 m e a correspondente barra. Para a gama de caudais já descarregados, a profundidade estimada para a fossa é da ordem de 2,5 m. Foi ainda confirmada a adequabilidade da folga entre o coroamento da barragem e o nível de máxima cheia.

A análise hidráulica referida foi complementada com base numa visita de inspeção efetuada à obra, na qual foi identificado um significativo assoreamento junto ao açude existente a jusante da barragem. O estado de conservação do descarregador de cheias é aceitável, sendo de referir, apenas, alguma deterioração do betão na zona do paramento de jusante e na concha do trampolim.

Face ao anteriormente exposto, propõe-se, como medida preventiva, o levantamento batimétrico do fundo do rio entre a barragem e o açude, para avaliação da fossa e barra causadas pelos

descarregamentos já ocorridos. Esse levantamento poderá ser realizado a seco, após bombagem do volume de água existente, ou com recurso a mergulhadores.

No que diz respeito à descarga de fundo, foi analisado não só o funcionamento hidráulico, mas também a operacionalidade dos respetivos equipamentos. Em relação ao funcionamento hidráulico, efetuou-se a revisão da curva de vazão e procedeu-se à análise do alcance e efeito erosivo do jato descarregado, bem como à simulação do esvaziamento da albufeira.

A análise efetuada permitiu concluir que a curva de vazão obtida apenas difere ligeiramente da que consta do projeto. Em relação ao efeito erosivo do jato, do ponto de vista teórico concluiu-se que pode ocorrer a formação de fossa e correspondente barra. Relativamente ao esvaziamento da albufeira, uma vez que a legislação não define qualquer critério, recorreu-se a um critério definido na bibliografia da especialidade, tendo-se concluído que o mesmo pode ser cumprido.

Em termos de operacionalidade dos equipamentos, a inspeção efetuada permitiu observar a descarga de fundo em funcionamento, constatando-se que o estado de manutenção e conservação das comportas e do respetivo sistema de acionamento é globalmente satisfatório e cumpre os requisitos do RSB.

Por último, tendo em consideração que o circuito hidráulico da descarga de fundo se encontra inserido no corpo da barragem e não é blindado, propõe-se a realização da sua inspeção de forma a verificar se há indícios de erosão. Tal como proposto relativamente ao efeito erosivo do descarregador de cheias, também a eventual fossa da descarga de fundo deverá ser observada e monitorizada.

## BIBLIOGRAFIA

- Brandão, C. (1995). *Análise de precipitações intensas*. Dissertação de Mestrado, IST.
- Brandão, C., Rodrigues, R., Costa J. (2005). *Situações hidrológicas extremas- precipitações intensas e caudais de cheia*. SNIRH, Lisboa.
- Brandão, C., Rodrigues, R. e Costa, J. (2001). *Análise de fenómenos extremos precipitações intensas em Portugal Continental*. SNIRH, Lisboa.
- CENOR (2006). *Barragem de Rebordelo. Plano de emergência interno*.
- CNPGB (2005). *Seminário. Barragens. Tecnologia, segurança e interação com a sociedade*. Lisboa.
- COBA (1999). *Riscos potenciais e induzidos- Aproveitamento hidroelétrico do rio Rabaçal*.
- Combelles, J. et al. (1985). "Mesures destinées a améliorer la securité des ouvrages hydrauliques des barrages". 15º Congresso das Grandes Barragens, Q-59, R-46, Vol. IV.
- Correia, F. (1983). *Métodos de análise e determinação de caudais de cheia*. LNEC, Tese para investigador auxiliar.
- Correia, N. (1983). "The use of Huff quartile time distributions and rearrangement techniques in establishing a design storm hyetograph", LNEC, memória n.º 588, Lisboa.
- EDP (2010). *Estudo Hidrológico. Águas Superficiais – Aproveitamento hidroelétrico de Foz do Tua – projeto*.
- EDP (2002). *Revisão dos estudos das cheias e análise da adequação dos órgãos de descarga- Barragem de Vilar*.
- Henriques, G. (1981). *Análise da distribuição de frequências de caudais instantâneos máximos anuais. Aplicação à previsão de caudais de cheia*. Tese para especialista, LNEC.
- Hipólito, J., Vaz, A. (2011). *Hidrologia e Recursos Hídricos*. IST Press, Lisboa.
- Hydrologic Engineering Center (2013). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS, Quick Start Guide, Version 4.0*. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- ICOLD (1998)- Dam-break flood analysis. ICOLD, Bulletin 111, Paris.
- INAG (1999) – Estudos das cheias realizados pela HIDRORUMO no âmbito do *Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Douro* (Tomo 11B).
- INAG (2001). *Curso de exploração e segurança de barragens*. INAG, Lisboa.
- Lemos, F. (1981). *Critérios para o dimensionamento hidráulico de barragens descarregadoras*; LNEC, Lisboa.
- Lencastre, A. (1996). *Hidráulica geral*. Edição do Autor.
- Lencastre, A., Franco, F.M. (1992). *Lições de Hidrologia*. Fundação Armando Lencastre, Lisboa.
- Levin, L. (1968). *Formulaire des Conduites Forcés Oléoducs et Conduits D'Aération*. DUNOD, Paris.
- Loureiro, J. (1984). *Expressão para o cálculo do caudal máximo de cheia em cursos de água em Portugal*. Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Lisboa.
- Martins, R. (1977). *Cinemática do jacto livre no âmbito das estruturas hidráulicas*. LNEC, Lisboa.

- Martins, R. (1984). *Cálculo da profundidade de escavações provocadas por jatos oriundos de descarregadores com trampolim*. LNEC, Lisboa.
- Martins, R. (2001). *Segurança de Barragens e Proteção de Vidas Humanas*. LNEC, Lisboa.
- Martins, R. (2002). *A folga em barragens*. LNEC, Lisboa.
- Naghettini, M., Portela, M. (2011). *Probabilidades estatísticas aplicadas à hidrologia*. IST, Lisboa.
- NERC (1975). *Flood Studies Report*. Londres.
- Oliveira, R. (1997). *STATWAT- Statistics for Water Resources*. Chiron, Monte da Caparica.
- Portela, M. (2005). *Modelação Hidrológica*. IST, Lisboa.
- Ribeiro, A. (1987). *Hidrologia – Águas Superficiais*. Universidade do Porto, Porto.
- Rosa, F. (2011). *Modelação estatística de caudais e de volumes de cheia em Portugal Continental: análises convencional e bivariada*. Dissertação de Mestrado, IST.
- Santos, M., Fragoso, M. (2011). *Avaliação da qualidade de séries de precipitação diária na região norte de Portugal*. APGEO, Lisboa.
- Tucci, C. (1998). *Modelos Hidrológicos*. ABRH, Porto Alegre.
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, (1987) *Design of Small Dams*. U. S. Government Printing Office, Washington DC .
- WRC (1982). *Guidelines for determining flood flow frequency*. Virginia.
- <<http://snirh.apambiente.pt/>>. Entre 2 de março e 30 de abril de 2015.
- <<http://www.miliarium.com/Prontuario/Gumbel/Provincias.asp>>. 23 de março de 2015.
- <<http://www.proteccaocivil.pt/Lists/Noticias/Attachments/225/PEE%20Barragens.pdf>>. 22 de abril de 2015.
- <<http://www.environmentandsociety.org/arcadia/expecting-disaster-1963-landslide-vajont-dam>>. 22 de abril de 2015.
- <<http://www.impact-project.net/cd3/Presentations/Case%20studies/Alcrudo%20Tous/06-11-03%20IMPACT%20Alcrudo%20ppt.pdf>>. 15 de maio de 2015.
- <<http://www.proteccaocivil.pt/Lists/Noticias/Attachments/225/PEE%20Barragens.pdf>>. 15 de maio de 2015.

## **ANEXO A**

### **Figuras**





## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura A. 1. Carta geológica bacia hidrográfica do Rabaçal.....	5
Figura A. 2. Carta de ocupação e uso do solo.....	7



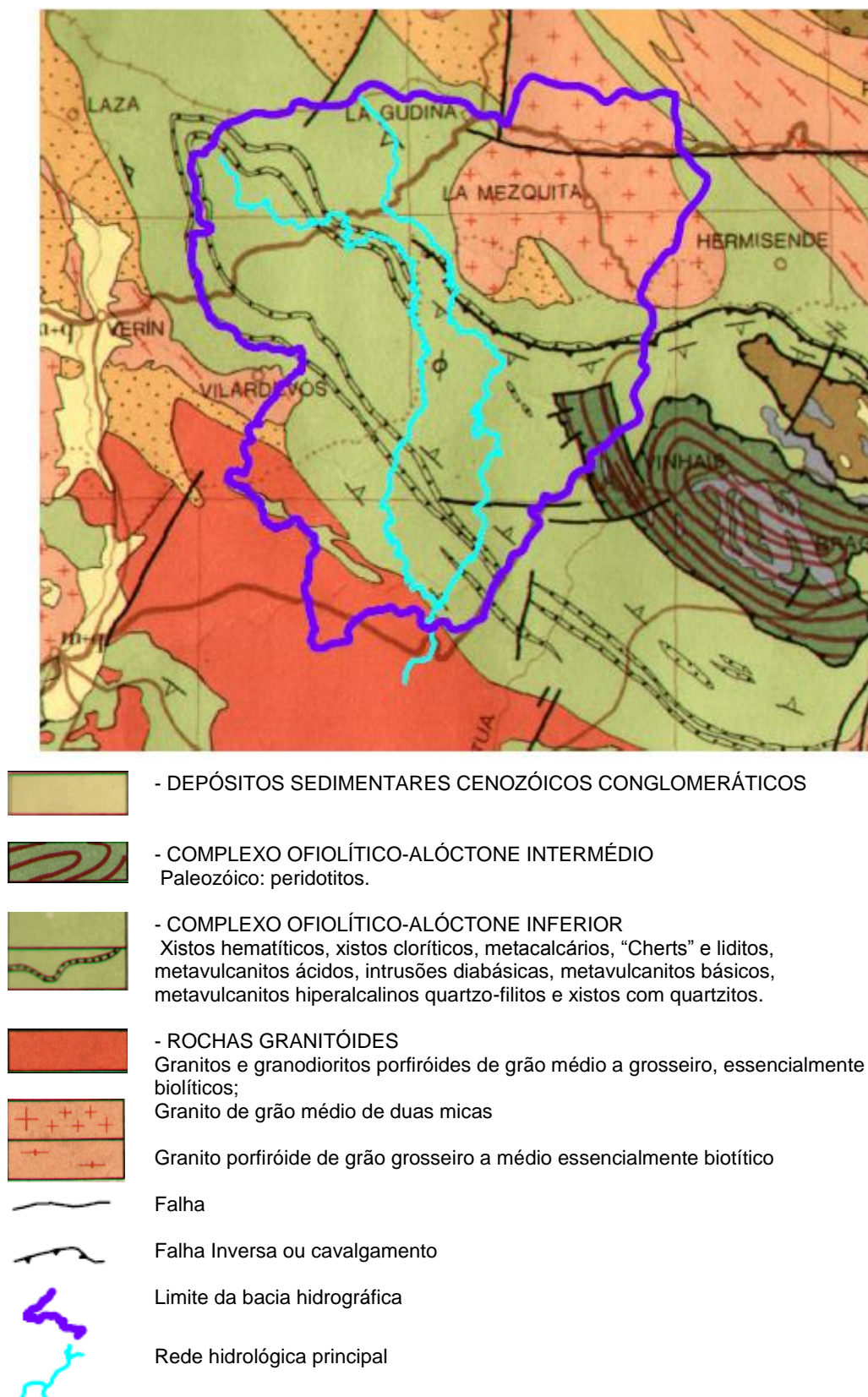


Figura A. 1. Carta geológica bacia hidrográfica do Rabaçal.



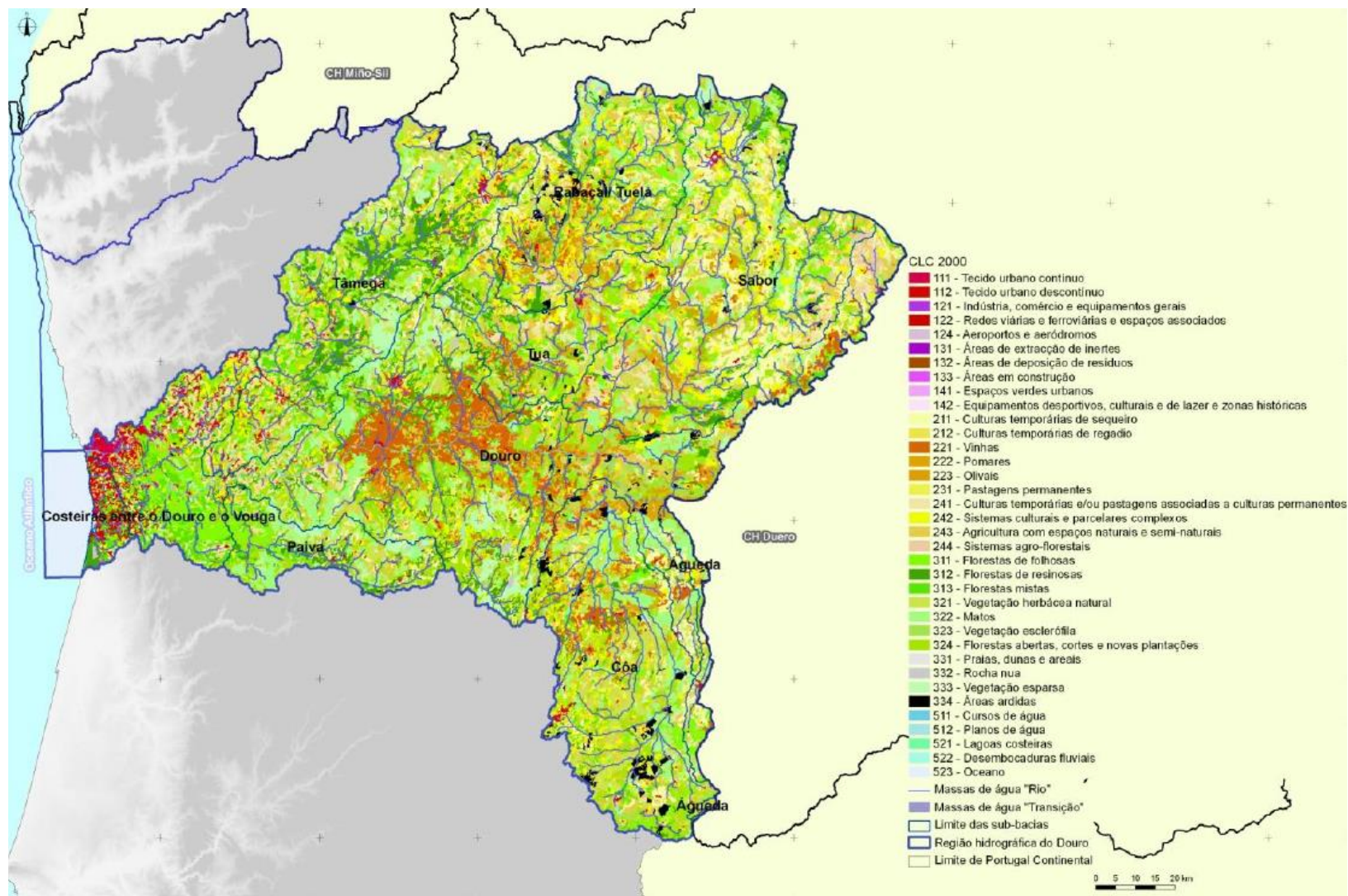


Figura A. 2. Carta de ocupação e uso do solo.



## **ANEXO B**

### **Quadros**





## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro B. 1. Casos de rutura considerados no estudo de Martins (2001). ....	5
Quadro B. 2. Caudais instantâneos máximos anuais na E.H. de Rebordelo (1955/56 a 2004/05).....	7
Quadro B. 3. Séries de precipitações máximas anuais em 24 horas (1931/32 a 2006/07).....	8
Quadro B. 4. Séries de precipitações máximas anuais em 24 horas (1931/32 a 2006/07).....	10
Quadro B. 5. Série de precipitações máximas anuais em 24 horas (1931/32 a 2006/07). ....	12
Quadro B. 6. Testes de aleatoriedade das séries das precipitações máximas anuais em 24 horas (1938/39 a 1994/95). ....	13
Quadro B. 7. Testes de aleatoriedade das séries das precipitações máximas anuais em 24 horas (1970 a 1990). ....	13
Quadro B. 8. Testes de aleatoriedade da série de caudais máximos anuais (1955/56 a 2004/05). ....	14
Quadro B. 9. Ajustes das distribuições à série de caudais instantâneos máximos anuais (1955/56 a 2004/05). ....	14
Quadro B. 10. Avaliação dos ajustes da série de caudais às funções de distribuição. ....	15
Quadro B. 11. Segundo quartil de Huff. ....	15
Quadro B. 12. Segundo quartil de Huff. ....	17



Quadro B. 1. Casos de rutura considerados no estudo de Martins (2001).

Designação da barragem	País	Data da rutura	Tipo de barragem	Altura (m)	Houve galgamento?	Fatores hidráulico-operacionais envolvidos?	Fatores estruturais
Austin (Bayless)	EUA	1911	gravidade	15	-	-	más fundações
Lower Otay	EUA	1916	enrocamento	40	Sim	Sim	-
Bilá Desná	Checoslováquia	1916	terra	17	-	Sim	erosão interna
Tigra	União Indiana	1917	gravidade (alvenaria)	26	Sim	Sim	erosões a jusante e deslizamento
Gleno	Itália	1923	gravidade e contrafortes	44	-	-	erros de projeto e construção
Coedty	Reino Unido	1925	terra	11	Sim	-	rutura de barragem a montante
St. Francis	EUA	1928	gravidade	62	-	-	colapso das fundações
Cascade (Briseis)	Austrália	1929	enrocamento	24	Sim	Sim	erosão motivada por galgamento excecional
Castlewood	EUA	1933	enrocamento	21	Sim	Sim	-
Zerbino	Itália	1935	gravidade	16	Sim	Sim	más fundações
Xuriguera	Espanha	1944	gravidade	42	-	-	colapso das fundações
Veja de Tera	Espanha	1959	contrafortes (betão e alvenaria)	34	-	-	erros de projeto e construção
Malpasset	França	1959	arco	61	-	-	colapso das fundações
Hyokiri	Coreia do Sul	1961	terra	41	-	-	-
Poona	União Indiana	1961	gravidade (alvenaria)	40	Sim	Sim	rutura de barragem a montante
Baldwin Hills	EUA	1963	terra	71	-	-	más fundações (falha)
Zgorigrad	Bulgária	1966	terra	12	Sim	-	-

Designação da barragem	País	Data da rutura	Tipo de barragem	Altura (m)	Houve galgamento?	Fatores hidráulico-operacionais envolvidos?	Fatores estruturais
Nanaksagar	União Indiana	1967	terra	16	Sim	-	colapso das fundações e assentamento
East Lee	EUA	1968	terra	8	-	-	erosão interna
Frías	Argentina	1969	enrocamento	14	Sim	Sim	-
Buffalo Creek	EUA	1972	terra	13	Sim	Sim	-
Canyon Lake	EUA	1972	terra	6	Sim	Sim	-
Hubacov	Checoslováquia	1974	terra	6	Sim	-	erosão interna
Bear WafLOW	EUA	1976	terra	15	-	-	-
Bolan	Paquistão	1976	terra e enrocamento	19	Sim	Sim	-
Teton	EUA	1976	terra	93	-	-	erosão interna
La Paz	México	1976	terra	10	Sim	-	-
Laurel Run	EUA	1977	terra	13	Sim	-	-
Kelly Barnes	EUA	1977	enrocamento e terra	13	-	-	-
Machhu II	União Indiana	1979	terra e alvenaria	25	Sim	Sim	-
Gotvan	Irão	1980	terra	22	-	-	-
Karnataka	União Indiana	1981	terra	2	-	-	-
Lawn Lake	EUA	1982	terra	7	-	-	erosão interna
Tous	Espanha	1982	enrocamento e betão	69	Sim	Sim	-
Kantalai	Sri Lanka	1986	terra e alvenaria	27	-	-	erosão interna
Sargozanskaya	URSS	1987	terra	23	Sim	-	-
Belci	Roménia	1991	terra	18	Sim	Sim	-
Gouhou	China	1993	cascalho compactado	70	-	-	-
Artik	Arménia	1994	terra	18	-	-	erros de projeto e construção e erosão interna
Tirlyansk	Rússia	1994	terra	13	Sim	Sim	-

Quadro B. 2. Caudais instantâneos máximos anuais na E.H. de Rebordelo (1955/56 a 2004/05).

Ano	Q (m <sup>3</sup> /s)	Data (d-m)	Ano	Q (m <sup>3</sup> /s)	Data (d-m)
1955/56	403	23-Mar	1980/81	100	12-Nov
1956/57	139	15-Fev	1981/82	570	30-Dez
1957/58	204	27-Mar	1982/83	177	16-Mai
1958/59	311	15-Abr	1983/84	183	20-Dez
1959/60	475	09-Dez	1984/85	377	09-Fev
1960/61	615	17-Nov	1985/86	247	24-Dez
1961/62	563	01-Abr	1986/87	84,3	27-Set
1962/63	304	15-Fev	1987/88	424	16-Out
1963/64	404	18-Fev	1988/89	59,6	01-Mar
1964/65	111	17-Mar	1989/90	487	21-Dez
1965/66	877	12-Fev	1990/91	172	07-Mar
1966/67	369	05-Nov	1991/92	69	03-Abr
1967/68	151	18-Abr	1992/93	142	07-Dez
1968/69	421	16-Mar	1993/94	395	10-Jan
1969/70	346	05-Jan	1994/95	297	01-Jan
1970/71	207	23-Jan	1995/96	633	08-Jan
1971/72	529	11-Fev	1996/97	188	18-Dez
1972/73	216	17-Jan	1997/98	239	22-Dez
1973/74	227	15-Fev	1998/99	151	22-Set
1974/75	70,7	03-Mar	1999/00	385	24-Out
1975/76	22,7	19-Fev	2000/01	673	21-Mar
1976/77	288	25-Jan	2001/02	92,1	18-Mar
1977/78	515	28-Fev	2002/03	633	26-Dez
1978/79	524	29-Dez	2003/04	202	30-Nov
1979/80	105	24-Jan	2004/05	41,5	18-Jan

Quadro B. 3. Séries de precipitações máximas anuais em 24 horas (1931/32 a 2006/07).

Ano	02O01		02O02		02P01		03M01	
	Gestosa		Vinhais		Moimenta da Raia		Chaves	
	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)
1931/32			48,2	08-Jan				
1932/33	44	10-Dez	38,8	16-Mar			33,2	05-Dez
1933/34	36	09-Abr	71	18-Ago			21,5	19-Out
1934/35	52	11-Dez	49	12-Dez			36,8	14-Mai
1935/36	82,4	25-Dez	76	26-Dez			44,4	24-Dez
1936/37	68,4	23-Jan	78	28-Jan			38	23-Jan
1937/38	59,4	06-Dez	60	07-Dez			28,6	24-Out
1938/39	98	16-Jan	109,4	16-Jan	119,2	16-Jan	42	01-Jun
1939/40	41	31-Jan	67,2	01-Fev	50	8-Fev	43	07-Fev
1940/41	47,4	17-Nov	100,2	02-Jan	48,4	1-Abr		
1941/42	39	14-Mar	60	12-Mai	48,4	14-Mar	33	09-Nov
1942/43	47,2	20-Jan	80	24-Mar	75	24-Mar	35,4	20-Jan
1943/44	52,8	21-Out	70,6	20-Out	66,2	20-Out	43,6	20-Out
1944/45	30	25-Nov	40	17-Dez	50,2	10-Dez	26,2	26-Jan
1945/46	54,4	25-Dez	64	18-Dez	56	30-Abr	47	08-Jun
1946/47	46	03-Fev	80	03-Abr	55,6	28-Mar	36	08-Fev
1947/48	48	21-Abr	72,4	29-Jan	64,6	28-Jan	45	29-Jan
1948/49	41	11-Dez	40	12-Dez	52,2	12-Dez	50	12-Dez
1949/50	50	19-Mar	48	22-Nov	72,2	3-Fev	35,8	04-Fev
1950/51	35	21-Nov	34	17-Mar	30,6	21-Fev	35,8	06-Out
1951/52	57	05-Nov	80	25-Dez	75,2	30-Mar	25,4	18-Nov
1952/53	64	25-Nov	68	28-Jun	28,2	1-Abr	35,7	25-Nov
1953/54	62,4	28-Nov	60	17-Dez	26,2	17-Mar	56	28-Nov
1954/55	51,2	18-Jan	44,2	27-Jan	32	7-Jun	35	31-Ago
1955/56	59,6	03-Nov	60	03-Nov	22	18-Dez	63,5	04-Nov
1956/57	50	09-Nov	32	06-Fev	20,9	7-Mai	31	06-Fev
1957/58	46	12-Mai	28,2	27-Mar	66,2	1-Ago	45,2	10-Mai
1958/59	42,4	16-Abr	49,4	05-Mar	53,6	5-Mar	43,2	04-Out
1959/60	40,2	20-Nov	50,8	17-Fev	70,9	26-Dez	34	14-Mar
1960/61	54,5	16-Nov	91,2	17-Nov	72,3	17-Nov	28,5	17-Nov
1961/62	49,4	01-Abr	66,6	01-Abr	73,5	1-Abr	45	01-Abr
1962/63	37,2	16-Fev	44,4	06-Jan	49,5	2-Jan	37	16-Fev
1963/64	57	10-Nov	50,6	16-Fev	66,7	11-Nov	49,7	16-Fev
1964/65	70,3	29-Set	60,6	29-Set	85,6	29-Set	50,5	29-Set
1965/66	44,7	09-Fev	91,4	16-Fev	60,2	21-Fev	64	08-Jun
1966/67	50,2	05-Nov	74,7	03-Out	135,6	5-Nov	40,7	24-Out
1967/68	44,1	09-Fev	50	09-Fev	51,1	9-Fev	51	09-Fev
1968/69	47,4	01-Nov	65	13-Mar	60	13-Mar	45	13-Mar
1969/70	43,3	18-Jan	25	23-Nov	56,3	5-Jan	53,5	18-Jan
1970/71	39,4	28-Abr	38,3	18-Mar	61,3	18-Mar	46,5	18-Mar

1971/72	40	11-Fev	58,7	13-Out	53,3	11-Fev	35,3	02-Fev
1972/73	52,3	17-Jan	47,5	17-Jan	78	1-Mai	50	01-Mai
1973/74	48,9	28-Jun	43,8	27-Jun	55,7	19-Dez	39	06-Jan
1974/75	52,9	15-Nov	72,3	15-Nov	86	15-Nov	52	15-Nov
1975/76	50,5	26-Jul	40,9	31-Jan	47,8	31-Jan	26	25-Set
1976/77	51,6	14-Jan	49,7	28-Out	58,3	14-Jan	43	14-Jan
1977/78	72,4	16-Fev	67,9	16-Fev	71,1	28-Fev	60	16-Fev
1978/79	56,7	08-Dez	74,5	24-Dez	68,5	24-Dez	47	24-Dez
1979/80	45,1	22-Out	49,5	09-Out	40	12-Mai	30	22-Out
1980/81	45,5	26-Set	45,7	26-Set	53,7	26-Set	34	10-Abr
1981/82	55,4	05-Out	59,3	30-Dez	72,5	30-Dez	34	26-Set
1982/83	36	07-Nov	57,3	22-Abr	61	22-Abr	60	05-Out
1983/84	55,4	20-Jun	38,7	28-Mar	50	9-Nov	45	25-Abr
1984/85	65,2	19-Out	78,5	19-Out	78	19-Out	37,5	09-Nov
1985/86	73	12-Set	63	15-Set	48,5	14-Set	60	09-Fev
1986/87	50	05-Jul	53	26-Set	48,6	29-Set	39,5	14-Set
1987/88	50,3	15-Out	57	15-Out	66,9	15-Out	31	13-Jul
1988/89	45,5	14-Out	64	14-Out	62	14-Out	60	15-Out
1989/90	52,4	19-Nov	65	21-Dez	72,7	19-Nov	50,5	28-Mai
1990/91	37,2	05-Mar	36	15-Out	60,2	15-Out	49	21-Dez
1991/92	28,5	03-Abr	54	09-Jan	38,6	8-Jan	30	11-Set
1992/93	40,5	05-Dez	52,5	05-Dez	40	7-Dez	30	08-Jan
1993/94	47,4	06-Jan	66,7	06-Jan	72,8	6-Jan	21	07-Dez
1994/95	35,5	07-Nov	44,7	31-Dez	52,2	31-Dez	46	06-Jan
1995/96	54,2	09-Jan	73	25-Dez	68,7	25-Dez	64	09-Jul
1996/97	51	16-Jul	50,6	07-Jun	69,1	16-Jul	50	10-Jan
1997/98	98,5	19-Out	48,2	20-Out	73,6	19-Out	29,5	18-Dez
1998/99	51	19-Set	36,2	22-Set	56	19-Set	37	13-Nov
1999/00	43,5	24-Out	50	22-Out	53,7	14-Abr	40	08-Ago
2000/01	63,5	02-Mar	76,4	21-Mar	81,3	7-Dez	40	19-Set
2001/02	38	14-Mar			40,9	3-Jan	45	22-Out
2002/03	42	19-Jan					63	02-Mar
2003/04					72,2	2-Out		
2004/05	50,2	20-Out	68,3	08-Dez	57,5	20-Out		
2005/06	53,5	07-Nov	43,6	02-Dez	56,8	2-Dez		
2006/07							57,5	29-Out

Quadro B. 4. Séries de precipitações máximas anuais em 24 horas (1931/32 a 2006/07).

Ano	03N01 Travancas		03N02 Tinhela		03O01 Rebordelo		03P01 Celas	
	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)	P <sub>24</sub> (mm)	Data (d-m)
1931/32								
1932/33	26,4	10-Dez	47,2	27-Jul	31	05-Dez	36	05-Dez
1933/34	25	19-Mar	39,2	09-Abr	45,8	09-Abr	56,4	16-Mar
1934/35	26	24-Jun	66,8	09-Dez	35,6	29-Jun	46,2	25-Dez
1935/36	31	19-Jan	45,2	24-Mar	58	24-Dez	58,2	25-Dez
1936/37	28	08-Mar	74,2	24-Jan	80,8	23-Jan	78	24-Jan
1937/38	27,3	24-Nov	42,2	16-Nov	51	24-Out		
1938/39	50,2	16-Jan	75,6	16-Jan	78	15-Jan	73,4	16-Jan
1939/40	40,4	08-Fev	42,2	07-Fev	47,3	08-Fev	51,4	08-Fev
1940/41	47	21-Jan	54,1	18-Nov	38	16-Nov	87,8	20-Jan
1941/42	40,8	14-Mar	39,4	14-Mar	49,4	12-Mai	39,4	07-Abr
1942/43	54,2	12-Set	64	12-Set	60,2	20-Jan	63,8	29-Out
1943/44	89,4	20-Out	74,2	20-Out	67,2	21-Out	101,6	21-Out
1944/45	41	17-Dez	32,4	17-Dez	27,3	26-Jan	66,2	12-Dez
1945/46	38,6	19-Dez	40	21-Dez	45	28-Fev	62,4	01-Mai
1946/47	29,2	12-Dez	45	03-Fev	35,4	03-Fev	53,8	13-Jan
1947/48	53,4	21-Abr	50	30-Jan	36	27-Nov	60,4	28-Jan
1948/49	30	12-Dez	40	12-Dez	40,4	21-Abr	52	12-Dez
1949/50	54,2	04-Fev	38	22-Nov	46,3	08-Out	52,2	23-Nov
1950/51	29,4	14-Nov	36	02-Jan	34	11-Mar	50,2	11-Mar
1951/52	38,4	31-Jan	38	18-Nov	35	31-Mar	61,4	05-Nov
1952/53	26,4	24-Nov	32,2	02-Dez	40	03-Abr	104,4	25-Nov
1953/54	32,4	16-Mar	54	28-Nov	30,3	12-Mar	56,4	02-Mai
1954/55	75,2	31-Ago	40,4	21-Mar	27,3	07-Nov	64,2	18-Jan
1955/56	68,4	29-Mar	35,2	15-Dez	72	03-Nov	77,2	03-Nov
1956/57	32,2	05-Fev	25	31-Mar	28,3	06-Mar	35,6	15-Fev
1957/58	42	03-Abr	50	10-Mai	40	27-Mar	56,2	05-Nov
1958/59	54,2	16-Jun	29	16-Dez	39	20-Dez	65,8	20-Mai
1959/60	45,2	20-Nov	38,4	21-Nov	39	17-Fev	85,8	03-Dez
1960/61	48,4	16-Nov	54	17-Nov	36,4	17-Nov	120,6	17-Nov
1961/62	64,8	01-Abr	36,4	01-Jan	48	02-Jan	101,7	01-Abr
1962/63	45,2	02-Jan	28,4	05-Fev	48	06-Jan	55,5	06-Jan
1963/64	50,5	16-Fev	41,4	16-Fev	42	30-Out	60	11-Nov
1964/65	61,1	29-Set	60,4	29-Jan	50	29-Set	42,4	29-Jan
1965/66	55,2	09-Fev	52,4	12-Fev	42	09-Abr	58,8	10-Fev
1966/67	81,5	25-Out	34,4	03-Out	42	03-Out	67,4	03-Out
1967/68	48	22-Set	50,2	09-Fev	57	09-Fev	75,8	09-Fev
1968/69	48,5	12-Set	46,6	15-Mar	58	13-Mar	150,2	13-Mar
1969/70	76,5	04-Jan	35,4	04-Jan	56	18-Jan	72,6	04-Jan



1970/71	38,2	28-Abr	34,6	18-Mar	48	16-Jul	52,4	16-Jul
1971/72	39,4	02-Fev	38	21-Set	32	06-Fev	52,7	21-Set
1972/73	46,1	17-Jan	62,2	27-Jun	45,2	27-Out	44,2	07-Dez
1973/74	34,2	02-Set	38,6	04-Out	43,6	28-Jun	57,2	28-Jun
1974/75	53,6	14-Nov	29,6	17-Mar	47	15-Nov	58,2	15-Nov
1975/76	37	24-Jun	48,6	25-Set	34	24-Ago	108,2	01-Jul
1976/77	47,6	13-Jan	61,4	10-Out	51	14-Jan	75,5	14-Jan
1977/78	54,2	06-Dez	90	16-Fev	67,8	16-Fev	70,2	16-Fev
1978/79	45,5	23-Dez	135	24-Dez	52,5	24-Dez	62,4	24-Dez
1979/80	40,1	22-Out	33,5	22-Out	54,1	21-Out	54,5	14-Abr
1980/81	44,2	26-Set	41,5	10-Abr			57,5	27-Set
1981/82	60,1	30-Dez	48,5	05-Out	51,5	30-Dez	80,8	05-Out
1982/83	44,5	08-Ago	43,5	08-Ago	31,2	22-Abr	72,4	22-Abr
1983/84	55	09-Nov	45,8	09-Nov	55,7	09-Nov	45,4	19-Dez
1984/85	57,5	19-Out	46,3	09-Fev	75,3	19-Out	118,4	20-Out
1985/86	64,5	14-Set	34,1	26-Mai	29,2	15-Set	38,5	25-Dez
1986/87	31,4	14-Dez	43,1	14-Dez	31,2	11-Fev	43,6	13-Jan
1987/88	48,1	15-Out	44,8	15-Out	51,5	21-Jun	45,6	15-Out
1988/89	43,5	14-Out	37,8	27-Mar	43,4	14-Out	40,5	08-Out
1989/90	47	19-Nov	56,8	19-Nov	36,2	21-Dez	72,4	17-Dez
1990/91	45,5	15-Out	30,8	05-Mar	35,3	08-Nov	41,2	08-Nov
1991/92	38,9	09-Jan	40,7	30-Mar	33,8	09-Jan	44	30-Mar
1992/93	38,6	05-Dez	35,8	27-Mai	36,1	05-Jul	48,4	30-Out
1993/94	42,1	06-Jan	52,7	06-Jan	52,6	06-Jan	65	06-Jan
1994/95	38,7	01-Jan	37,8	05-Dez	40,1	09-Jul	48	17-Mai
1995/96	87,4	09-Jan	48,7	06-Jan			92,4	25-Dez
1996/97	39,3	16-Jul	31,4	18-Dez			55,2	09-Jan
1997/98	91,9	19-Out	58,5	19-Out				
1998/99	52,1	22-Set	51,4	19-Set			44,5	19-Set
1999/00	51,7	24-Out	49,3	22-Mai			48,2	17-Mai
2000/01	67,8	02-Mar						
2001/02	42,7	17-Set	57,3	17-Set				
2002/03								
2003/04	47,6	25-Dez	38,2	01-Out			85,1	07-Dez
2004/05	39,5	20-Out	53,6	20-Out	38,7	20-Out	23,9	22-Out
2005/06	33,8	12-Out	37	02-Dez			40,9	02-Dez
2006/07								

Quadro B. 5. Série de precipitações máximas anuais em 24 horas (1970 a 1990).

Ano	A Gudiña P <sub>24</sub> (mm)
1970	55
1971	48
1972	62
1973	52
1974	90
1975	12
1976	40
1977	56
1978	70
1979	64
1980	63
1981	72
1982	62
1983	60
1984	68
1985	55
1986	104
1987	114
1988	98
1989	62
1990	77

Quadro B. 6. Testes de aleatoriedade das séries das precipitações máximas anuais em 24 horas (1938/39 a 1994/95).

Posto Pluviométrico		TESTES												Número de Rejeições
		Autocorrelação		Wald-Wolfowitz		Extremos Locais		D. M. A. (R)		Máx. Verosimilhança		Bayeseano (U)		
Ref.	Nome	R	Teste	R ww	Teste	NE	Teste	R	Teste	W	Teste	U	Teste	
02O01	Gestosa	0.109	N. rej.	25	N. rej.	37	N. rej.	5.846	N. rej.	5.087	Rejeita	0.066	N. rej.	1
02O02	Vinhais	0.157	N. rej.	23	N. rej.	33	N. rej.	9.391	N. rej.	3.770	Rejeita	0.381	N. rej.	1
02P01	Moimenta da Raia	0.051	N. rej.	27	N. rej.	38	N. rej.	9.946	N. rej.	3.206	Rejeita	0.138	N. rej.	1
03M01	Chaves	-0.026	N. rej.	17	Rejeita	33	N. rej.	10.006	N. rej.	2.712	N. rej.	0.138	N. rej.	1
03N01	Travancas	0.042	N. rej.	24	N. rej.	37	N. rej.	9.851	N. rej.	1.669	N. rej.	0.092	N. rej.	0
03N02	Tinhela	0.231	N. rej.	27	N. rej.	33	N. rej.	9.605	N. rej.	1.836	N. rej.	0.133	N. rej.	0
03O01	Rebordelo	0.055	N. rej.	20	Rejeita	29	N. rej.	9.321	N. rej.	2.916	N. rej.	0.109	N. rej.	1
03P01	Celas	0.135	N. rej.	23	N. rej.	31	N. rej.	8.517	N. rej.	2.505	N. rej.	0.162	N. rej.	0

N. rej. – Não rejeita a hipótese de aleatoriedade da série.

Rejeita- A hipótese de aleatoriedade da série é rejeitada.

Quadro B. 7. Testes de aleatoriedade das séries das precipitações máximas anuais em 24 horas (1970 a 1990).

Posto Pluviométrico	TESTES												Número de Rejeições
	Autocorrelação		Wald-Wolfowitz		Extremos Locais		D. M. A. (R)		Máx. Verosimilhança		Bayeseano (U)		
	R	Teste	R ww	Teste	NE	Teste	R	Teste	W	Teste	U	Teste	
A Gudiña	0.416375	Rejeita	8	Rejeita	11	N. rej.	6.319566	N. rej.	4.166553	Rejeita	0.412086	N. rej.	3

N. rej. - Não rejeita a hipótese de aleatoriedade da série.

Quadro B. 8. Testes de aleatoriedade da série de caudais máximos anuais (1955/56 a 2004/05).

TESTES												Número de Rejeições
Autocorrelação		Wald-Wolfowitz		Extremos Locais		D. M. A. (R)		Máx. Verosimilhaça		Bayeseano (U)		
R	Teste	R ww	Teste	NE	Teste	R	Teste	W	Teste	U	Teste	
-0.088	N. rej.	24	N.rej.	35	N. rej.	7.47	N. rej.	1.97	N. rej.	0.20	N.rej	0
N. rej. - A hipótese de aleatoriedade da série é rejeitada.						Rejeita- A hipótese de aleatoriedade da série é rejeitada.						

Quadro B. 9. Ajustes das distribuições à série de caudais instantâneos máximos anuais (1955/56 a 2004/05).

LEI												
Log-Normal (Momentos)		Pearson III (Momentos)			Log-Pearson III (Momentos)			Gumbel (Min. Quadrados)		Generalizada dos Extremos (Momentos)		
$\mu$	$\sigma$	$\alpha$	$\beta$	$x_0$	$\alpha$	$\beta$	$x_0$	$\alpha$	$x_0$	$\alpha$	k	$x_0$
5.53	0.59	8.93	0.015	-285	8.17	-3.60	7.72	157	213	164	0.062	217

Quadro B. 10. Avaliação dos ajustes da série de caudais às funções de distribuição.

TESTES													
Log-Normal					Pearson III					Log-Pearson III			
r	Qui <sup>2</sup>		Ksv		r	Qui <sup>2</sup>		Ksv		r	Qui <sup>2</sup>		Ksv
0.995	18.14	Rejeita	6	Rejeita	0.990	12.06	N. rej.	0	N. rej.	0.987	3.88	N. rej.	0 N. rej.

TESTES									
Gumbel					Generalizada dos Extremos				
r	Qui <sup>2</sup>		Ksv		r	Qui <sup>2</sup>		Ksv	
0.988	5.24	N. rej.	0	N. rej.	0.990	5.54	N. rej.	0	N. rej.

N. rej. - A hipótese da série ser ajustada pela lei não é rejeitada.

Rejeita- A hipótese da série ser ajustada pela lei é rejeitada.



Quadro B. 11. Segundo quartil de Huff.

t (horas)		P <sub>10</sub>		P <sub>15</sub>			P <sub>20</sub>		
0,2500	0,025	0,001401	0,001401	0,0167	0,0006	0,0006	0,0125	0,0007	0,0007
0,5000	0,05	0,007434	0,006033	0,0333	0,0028	0,0023	0,025	0,001401	0,0007
0,7500	0,075	0,01868	0,011246	0,0500	0,0074	0,0046	0,0375	0,004417	0,003017
1,0000	0,1	0,035044	0,016364	0,0667	0,0144	0,0069	0,05	0,007434	0,003017
1,2500	0,125	0,056433	0,021389	0,0833	0,0236	0,0092	0,0625	0,013057	0,005623
1,5000	0,15	0,082754	0,026321	0,1000	0,0350	0,0115	0,075	0,01868	0,005623
1,7500	0,175	0,113912	0,031158	0,1167	0,0488	0,0137	0,0875	0,026862	0,008182
2,0000	0,2	0,149814	0,035902	0,1333	0,0647	0,0159	0,1	0,035044	0,008182
2,2500	0,225	0,190366	0,040552	0,1500	0,0828	0,0181	0,1125	0,045739	0,010695
2,5000	0,25	0,235474	0,045108	0,1667	0,1030	0,0202	0,125	0,056433	0,010695
2,7500	0,275	0,285045	0,049571	0,1833	0,1254	0,0224	0,1375	0,069594	0,01316
3,0000	0,3	0,338984	0,053939	0,2000	0,1498	0,0245	0,15	0,082754	0,01316
3,2500	0,325	0,397198	0,058214	0,2167	0,1763	0,0265	0,1625	0,098333	0,015579
3,5000	0,35	0,459594	0,062396	0,2333	0,2049	0,0286	0,175	0,113912	0,015579
3,7500	0,375	0,523	0,063406	0,2500	0,2355	0,0306	0,1875	0,131863	0,017951
4,0000	0,4	0,58392	0,06092	0,2667	0,2680	0,0326	0,2	0,149814	0,017951
4,2500	0,425	0,63922	0,0553	0,2833	0,3025	0,0345	0,2125	0,17009	0,020276
4,5000	0,45	0,689773	0,050553	0,3000	0,3390	0,0364	0,225	0,190366	0,020276
4,7500	0,475	0,735644	0,045872	0,3167	0,3773	0,0383	0,2375	0,21292	0,022554
5,0000	0,5	0,7769	0,041256	0,3333	0,4175	0,0402	0,25	0,235474	0,022554
5,2500	0,525	0,813606	0,036706	0,3500	0,4596	0,0421	0,2625	0,260259	0,024785
5,5000	0,55	0,845828	0,032222	0,3667	0,5035	0,0439	0,275	0,285045	0,024785
5,7500	0,575	0,87363	0,027803	0,3833	0,5447	0,0412	0,2875	0,312014	0,02697
6,0000	0,6	0,89708	0,02345	0,4000	0,5839	0,0392	0,3	0,338984	0,02697
6,2500	0,625	0,916242	0,019162	0,4167	0,6213	0,0374	0,3125	0,368091	0,029107
6,5000	0,65	0,931183	0,01494	0,4333	0,6566	0,0353	0,325	0,397198	0,029107
6,7500	0,675	0,941967	0,010784	0,4500	0,6898	0,0332	0,3375	0,428396	0,031198
7,0000	0,7	0,94693	0,004963	0,4667	0,7209	0,0311	0,35	0,459594	0,031198
7,2500	0,725	0,951613	0,004683	0,4833	0,7499	0,0290	0,3625	0,491297	0,031703
7,5000	0,75	0,956295	0,004682	0,5000	0,7769	0,0270	0,375	0,523	0,031703
7,7500	0,775	0,960978	0,004683	0,5167	0,8019	0,0250	0,3875	0,55346	0,03046
8,0000	0,8	0,96566	0,004682	0,5333	0,8248	0,0230	0,4	0,58392	0,03046
8,2500	0,825	0,970343	0,004683	0,5500	0,8458	0,0210	0,4125	0,61157	0,02765
8,5000	0,85	0,975025	0,004683	0,5667	0,8648	0,0190	0,425	0,63922	0,02765
8,7500	0,875	0,979708	0,004682	0,5833	0,8819	0,0171	0,4375	0,664496	0,025276
9,0000	0,9	0,98439	0,004682	0,6000	0,8971	0,0152	0,45	0,689773	0,025276
9,2500	0,925	0,989073	0,004683	0,6167	0,9103	0,0132	0,4625	0,712708	0,022936
9,5000	0,95	0,993755	0,004682	0,6333	0,9217	0,0114	0,475	0,735644	0,022936
9,7500	0,975	0,998438	0,004683	0,6500	0,9312	0,0095	0,4875	0,756272	0,020628
10,0000	1	1	0,001563	0,6667	0,9388	0,0076	0,5	0,7769	0,020628
10,2500				0,6833	0,9435	0,0047	0,5125	0,795253	0,018353
10,5000				0,7000	0,9469	0,0034	0,525	0,813606	0,018353
10,7500				0,7167	0,9501	0,0031	0,5375	0,829717	0,016111
11,0000				0,7333	0,9532	0,0031	0,55	0,845828	0,016111
11,2500				0,7500	0,9563	0,0031	0,5625	0,859729	0,013901
11,5000				0,7667	0,9594	0,0031	0,575	0,87363	0,013901
11,7500				0,7833	0,9625	0,0031	0,5875	0,885355	0,011725
12,0000				0,8000	0,9657	0,0031	0,6	0,89708	0,011725
12,2500				0,8167	0,9688	0,0031	0,6125	0,906661	0,009581

12,5000	0,8333	0,9719	0,0031	0,625	0,916242	0,009581
12,7500	0,8500	0,9750	0,0031	0,6375	0,923712	0,00747
13,0000	0,8667	0,9781	0,0031	0,65	0,931183	0,00747
13,2500	0,8833	0,9813	0,0031	0,6625	0,936575	0,005392
13,5000	0,9000	0,9844	0,0031	0,675	0,941967	0,005392
13,7500	0,9167	0,9875	0,0031	0,6875	0,944448	0,002482
14,0000	0,9333	0,9906	0,0031	0,7	0,94693	0,002482
14,2500	0,9500	0,9938	0,0031	0,7125	0,949271	0,002341
14,5000	0,9667	0,9969	0,0031	0,725	0,951613	0,002341
14,7500	0,9833	1,0000	0,0031	0,7375	0,953954	0,002341
15,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,75	0,956295	0,002341
15,2500				0,7625	0,958636	0,002341
15,5000				0,775	0,960978	0,002341
15,7500				0,7875	0,963319	0,002341
16,0000				0,8	0,96566	0,002341
16,2500				0,8125	0,968001	0,002341
16,5000				0,825	0,970343	0,002341
16,7500				0,8375	0,972684	0,002341
17,0000				0,85	0,975025	0,002341
17,2500				0,8625	0,977366	0,002341
17,5000				0,875	0,979708	0,002341
17,7500				0,8875	0,982049	0,002341
18,0000				0,9	0,98439	0,002341
18,2500				0,9125	0,986731	0,002341
18,5000				0,925	0,989073	0,002341
18,7500				0,9375	0,991414	0,002341
19,0000				0,95	0,993755	0,002341
19,2500				0,9625	0,996096	0,002341
19,5000				0,975	0,998438	0,002341
19,7500				0,9875	0,999219	0,000781
20,0000				1	1	0,000781



Quadro B. 12. Segundo quartil de Huff.

t (horas)		P <sub>25</sub>		P <sub>30</sub>		
0,2500	0,01	0,000339	0,000339	0,008333	0,0002822	0,00028
0,5000	0,02	0,000677	0,000339	0,0167	0,0005644	0,00028
0,7500	0,03	0,002714	0,002037	0,025	0,0016957	0,00113
1,0000	0,04	0,003053	0,000339	0,0333	0,0028270	0,00113
1,2500	0,05	0,007434	0,004381	0,041667	0,0051305	0,00230
1,5000	0,06	0,011588	0,004154	0,0500	0,0074340	0,00230
1,7500	0,07	0,015742	0,004154	0,058333	0,0108959	0,00346
2,0000	0,08	0,022186	0,006443	0,0667	0,0143577	0,00346
2,2500	0,09	0,026340	0,004154	0,075	0,0189640	0,00461
2,5000	0,1	0,035044	0,008704	0,0833	0,0235703	0,00461
2,7500	0,11	0,043268	0,008224	0,091667	0,0293071	0,00574
3,0000	0,12	0,051492	0,008224	0,1000	0,0350440	0,00574
3,2500	0,13	0,061922	0,010430	0,108333	0,0418975	0,00685
3,5000	0,14	0,070146	0,008224	0,1167	0,0487510	0,00685
3,7500	0,15	0,082754	0,012608	0,125	0,0567073	0,00796
4,0000	0,16	0,094898	0,012144	0,1333	0,0646636	0,00796
4,2500	0,17	0,107042	0,012144	0,141667	0,0737088	0,00905
4,5000	0,18	0,121309	0,014266	0,1500	0,0827540	0,00905
4,7500	0,19	0,133453	0,012144	0,158333	0,0928742	0,01012
5,0000	0,2	0,149814	0,016361	0,1667	0,1029944	0,01012
5,2500	0,21	0,165728	0,015914	0,175	0,1141757	0,01118
5,5000	0,22	0,181642	0,015914	0,1833	0,1253570	0,01118
5,7500	0,23	0,199596	0,017953	0,191667	0,1375855	0,01223
6,0000	0,24	0,215510	0,015914	0,2000	0,1498140	0,01223
6,2500	0,25	0,235474	0,019964	0,208333	0,1630759	0,01326
6,5000	0,26	0,255008	0,019534	0,2167	0,1763377	0,01326
6,7500	0,27	0,274542	0,019534	0,225	0,1906190	0,01428
7,0000	0,28	0,296032	0,021490	0,2333	0,2049003	0,01428
7,2500	0,29	0,315566	0,019534	0,2417	0,2201871	0,01529
7,5000	0,3	0,338984	0,023418	0,2500	0,2354740	0,01529
7,7500	0,31	0,361988	0,023004	0,258333	0,2517525	0,01628
8,0000	0,32	0,384992	0,023004	0,2667	0,2680310	0,01628
8,2500	0,33	0,409869	0,024876	0,275	0,2852873	0,01726
8,5000	0,34	0,432873	0,023004	0,2833	0,3025436	0,01726
8,7500	0,35	0,459594	0,026721	0,291667	0,3207638	0,01822
9,0000	0,36	0,485918	0,026324	0,3000	0,3389840	0,01822
9,2500	0,37	0,512242	0,026324	0,308333	0,3581542	0,01917
9,5000	0,38	0,535925	0,023683	0,3167	0,3773244	0,01917
9,7500	0,39	0,562249	0,026324	0,325	0,3974307	0,02011
10,0000	0,4	0,583920	0,021671	0,3333	0,4175370	0,02011
10,2500	0,41	0,606358	0,022438	0,341667	0,4385655	0,02103
10,5000	0,42	0,628797	0,022438	0,3500	0,4595940	0,02103
10,7500	0,43	0,649115	0,020319	0,358333	0,4815309	0,02194
11,0000	0,44	0,671554	0,022438	0,3667	0,5034677	0,02194
11,2500	0,45	0,689773	0,018219	0,375	0,5240839	0,02062
11,5000	0,46	0,708431	0,018658	0,3833	0,5447000	0,02062
11,7500	0,47	0,727089	0,018658	0,391667	0,5643100	0,01961
12,0000	0,48	0,743686	0,016597	0,4000	0,5839200	0,01961
12,2500	0,49	0,762345	0,018658	0,408333	0,6026186	0,01870

12,5000	0,5	0,776900	0,014555	0,4167	0,6213171	0,01870
12,7500	0,51	0,791883	0,014983	0,425	0,6389560	0,01764
13,0000	0,52	0,806867	0,014983	0,4333	0,6565948	0,01764
13,2500	0,53	0,819847	0,012980	0,441667	0,6731837	0,01659
13,5000	0,54	0,834830	0,014983	0,4500	0,6897725	0,01659
13,7500	0,55	0,845828	0,010997	0,458333	0,7053211	0,01555
14,0000	0,56	0,857241	0,011413	0,4667	0,7208696	0,01555
14,2500	0,57	0,868654	0,011413	0,475	0,7353876	0,01452
14,5000	0,58	0,878123	0,009469	0,4833	0,7499056	0,01452
14,7500	0,59	0,889536	0,011413	0,491667	0,7634028	0,01350
15,0000	0,6	0,897080	0,007544	0,5000	0,7769000	0,01350
15,2500	0,61	0,905028	0,007948	0,508333	0,7893861	0,01249
15,5000	0,62	0,912977	0,007948	0,5167	0,8018721	0,01249
15,7500	0,63	0,919039	0,006062	0,525	0,8133568	0,01148
16,0000	0,64	0,926987	0,007948	0,5333	0,8248415	0,01148
16,2500	0,65	0,931183	0,004196	0,541667	0,8353345	0,01049
16,5000	0,66	0,935771	0,004588	0,5500	0,8458275	0,01049
16,7500	0,67	0,940359	0,004588	0,558333	0,8553386	0,00951
17,0000	0,68	0,941971	0,001612	0,5667	0,8648496	0,00951
17,2500	0,69	0,946559	0,004588	0,575	0,8733885	0,00854
17,5000	0,7	0,946930	0,000371	0,5833	0,8819273	0,00854
17,7500	0,71	0,948803	0,001873	0,591667	0,8895037	0,00758
18,0000	0,72	0,950676	0,001873	0,6000	0,8970800	0,00758
18,2500	0,73	0,952549	0,001873	0,608333	0,9037036	0,00662
18,5000	0,74	0,954422	0,001873	0,6167	0,9103271	0,00662
18,7500	0,75	0,956295	0,001873	0,625	0,9160076	0,00568
19,0000	0,76	0,958168	0,001873	0,6333	0,9216881	0,00568
19,2500	0,77	0,960041	0,001873	0,641667	0,9264353	0,00475
19,5000	0,78	0,961914	0,001873	0,6500	0,9311825	0,00475
19,7500	0,79	0,963787	0,001873	0,658333	0,9350061	0,00382
20,0000	0,8	0,965660	0,001873	0,6667	0,9388296	0,00382
20,2500	0,81	0,967533	0,001873	0,675	0,9411648	0,00234
20,5000	0,82	0,969406	0,001873	0,6833	0,9435000	0,00234
20,7500	0,83	0,971279	0,001873	0,691667	0,9452150	0,00171
21,0000	0,84	0,973152	0,001873	0,7000	0,9469300	0,00172
21,2500	0,85	0,975025	0,001873	0,708333	0,9484908	0,00156
21,5000	0,86	0,976898	0,001873	0,7167	0,9500517	0,00156
21,7500	0,87	0,978771	0,001873	0,725	0,9516125	0,00156
22,0000	0,88	0,980644	0,001873	0,7333	0,9531733	0,00156
22,2500	0,89	0,982517	0,001873	0,741667	0,9547342	0,00156
22,5000	0,9	0,984390	0,001873	0,7500	0,9562950	0,00156
22,7500	0,91	0,986263	0,001873	0,758333	0,9578558	0,00156
23,0000	0,92	0,988136	0,001873	0,7667	0,9594167	0,00156
23,2500	0,93	0,990009	0,001873	0,775	0,9609775	0,00156
23,5000	0,94	0,991882	0,001873	0,7833	0,9625383	0,00156
23,7500	0,95	0,993755	0,001873	0,791667	0,9640992	0,00156
24,0000	0,96	0,995628	0,001873	0,8000	0,9656600	0,00156
24,2500	0,97	0,997501	0,001873	0,808333	0,9672208	0,00156
24,5000	0,98	0,999374	0,001873	0,8167	0,9687817	0,00156
24,7500	0,99	0,999999	0,000625	0,825	0,9703425	0,00156
25,0000	1	1,000000	0,000001	0,8333	0,9719033	0,00156
25,2500				0,841667	0,9734642	0,00156

25,5000	0,8500	0,9750250	0,00156
25,7500	0,858333	0,9765858	0,00156
26,0000	0,8667	0,9781467	0,00156
26,2500	0,875	0,9797075	0,00156
26,5000	0,8833	0,9812683	0,00156
26,7500	0,891667	0,9828292	0,00156
27,0000	0,9000	0,9843900	0,00156
27,2500	0,908333	0,9859508	0,00156
27,5000	0,9167	0,9875117	0,00156
27,7500	0,925	0,9890725	0,00156
28,0000	0,9333	0,9906333	0,00156
28,2500	0,941667	0,9921942	0,00156
28,5000	0,9500	0,9937550	0,00156
28,7500	0,958333	0,9953158	0,00156
29,0000	0,9667	0,9968767	0,00156
29,2500	0,975	0,9984375	0,00156
29,5000	0,9833	0,9999983	0,00156
29,7500	0,991667	0,9999992	0,00000
30,0000	1	1,0000000	0,00000